

土木研究所資料

土構造物の非線型履歴特性を考慮した
静的及び動的変形解析プログラム：SADAP-1

昭和56年3月

建設省土木研究所
動土質研究室

Copyright © 55年度 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be
reproduced by any means, nor transmitted, nor
translated into a machine language without the
written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

本資料は、各種土構造物の重力及び地震力による変形・内部応力等を2次元平面ひずみ有限要素法により解析するために開発した解析プログラムを解説したものである。本プログラムにおいて、静的解析・動的解析共に、せん断応力に対する剛性の応力依存性効果を考慮した非線型弾性解析法がとられている。地震時のような動的解析においては、繰返し荷重に対して履歴性を有する土の変形過程を逐時追跡する直接応答解析法をとると同時に、動的荷重による過剰間げき水圧の累積により剛性が変化する特性をも考慮できるようにしている。このように、本解析プログラムでは、地震動による土構造物の永久変形を求めようとしたものである。

1981年2月

建設省土木研究所

動土質研究室 主任研究員

古 賀 泰 之

館 山 悟

唐 沢 安 秋

目 次

1. 概 説	1
2. 解析モデル	2
2-1 解析モデル	2
(1) この分野における従来の解析モデル	2
(2) 本プログラムにおける解析モデル	5
2-2 パラメータの推定	35
(1) Ramberg - Osgood モデル	35
(2) Hardin - Drnevich モデル	39
(3) 他のモデルのパラメータとの関係	40
(4) 間げき水圧の発生特性	42
3. プログラムの構成	44
3-1 解析対象及び手法	44
(1) 解析対象	44
(2) 解析手法の概要	45
(3) 静的解析	45
(4) 動的解析	48
(5) 解析モデルの制限	51
3-2 プログラムの流れ	51
4. 解 析 例	59
4-1 静的解析	59
4-2 動的解析	62
5. 結 論	73
6. 参 考 文 献	74
7. 入出力の手びき	76
7-1 入力データの順序	76
7-2 入力データの方法	76
7-3 出力リスト内容	96

1. 概 説

本資料は、道路盛土、河川堤防、フィルダム、擁壁、矢板等の土構造物の常時及び地震時の変形、内部応力等を2次元平面ひずみ有限要素法により解析するために開発した解析プログラムを解説したものである。土の変形特性を支配する要因は種々あるが、拘束圧や応力（ひずみ）の大きさ等に依存する非線型性や繰返し荷重に対して変形が非可逆である事等は其中でも重要なものと考えられる。本プログラムにおいては、静的解析・動的解析共に、せん断応力に対する剛性の応力乃至はひずみ依存性効果を考慮した非線型弾性解析法がとられている。

地震時のような動的解析においては、通常行なわれている等価線型法は用いず、繰返し荷重に対して履歴性を有する土の変形過程を逐時追跡する直接応答解析法をとると同時に、動的荷重による過剰間げき水圧の累積により剛性が変化する特性をも考慮できるようにしている。これは後に述べるように、等価線型モデルが基本的には振動問題を弾性解析により解くのに用いられ、地震動による永久変形を求めることはできないのに対し、繰返し荷重に対する土の変形の履歴性を考慮した場合、地震動に対する永久変形を求めることができ、ひいては土構造物の供用性の面から見た耐震性の評価につながると考えられるためである。後述するように、本プログラムの細部のルーチンにおいて、未解決のまま残されている問題点もいくつかあるが、これらについては、今後、本プログラムを実際に使用していく過程において改良を加えてゆきたい。

本資料は、以下のような構成を持っている。

第2章 解析モデルにおいては、本解析プログラムにおいて用いられる解析モデル及びそのモデルにおいて用いられるパラメータの推定法について述べている。

第3章 プログラムの構成においては、本解析プログラムにおいて原理的に可能な解析の種類について述べ、次いでプログラムの機能の理解を助けるべくプログラムの流れ・構成、構成サブルーチンの機能の概要を述べている。

第4章 計算例では、本解析プログラムを用いて解析を行なった例を述べ、その過程において明らかにされた問題点等について述べている。

第5章では、以上における考察をまとめ、現時点で明らかにされた本解析プログラムの適用限界、問題点の解決の方向、今後発展させるべき課題等について述べている。

第6章は、付録として、本解析プログラムを使用する際の入出力マニュアルとして、入出力の手引き及び出力結果等を紹介したものである。

2. 解析モデル

2-1 解析モデル

(1) この分野における従来の解析モデル

土構造物の静的変形解析を行なう解析モデルを大別すると弾性モデル、弾塑性モデル、非線型（ひずみ硬化型）弾性モデル等に分かれる。この中で、弾性モデルが弾塑性モデルや非線型弾性モデルの中の1例であることは言うまでもない。弾塑性モデル及び非線型弾性モデルとは、その定式化の過程が全く異なることは言うまでもないが、結果として得られる応力・ひずみ関係においてその差異を考えてみると次のようになるであろう。両モデルでは載荷時の非線型性は共に考慮されている。弾塑性モデルでは除荷時の挙動は原理的に得られるが（塑性ひずみあるいは降伏の定義により）、非線型弾性モデルでは、載荷時以外の条件をさらに付加することによって始めて除荷時の挙動が表現される。このような条件がなければ、非線型弾性モデルは、原理的には可逆変形のみを与えるものである。土に特有のせん断に伴うダイラタンシー現象は、弾塑性モデルでは表わしうるが、非線型弾性モデルでは通常表わしえない。弾塑性モデルは、基本的には、そのモデルを構成する諸々の原理（降伏基準、流れ則、硬化法則）を確かめることによって、そのモデルの妥当性が組み立てられるが、非線型弾性モデルでは、より実用的に実測される応力・ひずみ関係にフィットするように弾性理論のパラメータを選ぶという方法がとられる。したがって、従来の研究を眺めてみても、弾塑性理論に基づく土の応力・ひずみ関係は、諸原理を仮定して導かれることが多かった。

土に対する非線型弾性モデルは、静的解析を対象に発展した。非線型弾性モデルはいくつか異なった形で表わされるが、基本的には次の等方弾性体に対する応力増分とひずみ増分の関係式によっている。等方弾性体の平面ひずみ条件下の応力・ひずみ関係は次のように表わされる(1)。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \dots\dots (2.1)$$

ここに、Eはヤング率、 ν はポアソン比である。

Clough, Woodward は、E、 ν の代りに、次式で表わされる（2次元）体積弾性率（bulk modulus） M_b とせん断弾性係数 M_d とを用いて応力・ひずみ関係を表わした(2)。

ここで、

$$M_b = \frac{\sigma_b}{\epsilon_v}, \quad M_d = \frac{\tau}{\gamma}, \quad \sigma_b = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}, \quad \epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y, \\ \tau = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}, \quad \gamma = \epsilon_x - \epsilon_y$$

$$\text{又, } M_b = -\frac{E}{2(1+\nu)(1-2\nu)} \quad M_d = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

これらの関係を用いて、(2.1)を書換えると、次式のようになる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M_b + M_d & M_b - M_d & 0 \\ M_b - M_d & M_b + M_d & 0 \\ 0 & 0 & M_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

彼らは、 M_b が応力レベルに依存しないとして、変形の非線型性を M_d のみに帰因させて、材料の三軸試験から求めた E と M_b から次式により求めた ν とを用いた M_b 、 M_d を解析に使用した。

$$\nu = \frac{-1 + \sqrt{9 - \frac{4E}{M_b}}}{4} \quad \left(\because M_b = \frac{E}{2(1+\nu)(1-2\nu)} \right) \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

Vallabhan, Reese は、 E 、 ν の代りに、次式で与えられる体積弾性係数 K とせん断弾性係数 G を用いた(3)。

$$E = \frac{E}{3(1-2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

Duncan, Chang(4)や Kulhawy, Duncan(5)は、側圧を変えた一連の三軸圧縮試験結果を双曲線型式で表わし、 E 、 ν を数式表現して解析を行なっている。

用いた基本的な応力・ひずみ関係は、等方弾性体理論であり、そこに用いられる E 、 ν は次式のように応力・ひずみ条件の影響を受けるものとなっている。

$$E = \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_2)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$\nu = \frac{G - F \log \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)}{(1 - d\epsilon_a)^2} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

ここに、 K , n , R_t , G , F , d は三軸圧縮試験から求める物理定数。

Drnevichは、 E , ν の代りに次式で与えられる側方を拘束した状態での1次元体積弾性係数 M とせん断弾性係数 G とを用いることを提案している(6)。

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

$$\{\sigma_{ij}\} = \begin{bmatrix} M & M-2G & M-2G & 0 & 0 & 0 \\ M-2G & M & M-2G & 0 & 0 & 0 \\ M-2G & M-2G & M & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \{\epsilon_{ij}\} \dots\dots\dots (2.11)$$

以上、主だった静的解析に関する研究の例を述べたが、それらに共通することは、等方弾性体理論に基いていること、したがって、土のせん断に特徴的なダイラタンシー現象が含まれていないこと等である。等方弾性体理論を用いた場合、応力・ひずみ関係を表わすパラメータは、上に見たとおり、どのような形をとるにしても2個が独立とされる。したがって、それぞれの間に本質的な違いはないと考えられる。

次に、土を含む動的解析における土の応力・ひずみ関係の考え方のいくつかを概観する。

初期の解析では、材料の要素の応力・ひずみ関係は弾性的とするが、系の運動方程式を立てたときには、各点の速度に比例する粘性減衰があるものとしている(Clough, Chopra(7))。

土の動的応力・ひずみ関係が履歴性を示す、すなわち、減衰特性が速度非依存型であることを考慮して、土の剛性及び減衰性を等価な複素剛性モデルで表わし、かつ、それらの剛性・減衰特性がひずみ依存性であることを剛性・減衰特性を変化させる繰返し計算で補うという等価線型モデルが Schnabel ら(8), Lysmer ら(9)によって開発された。この方法は、上の動的変形が、この解析に適する形で表した数多くの研究報告がなされる(10,11)のに並行してこの種の動的解析法としては最もよく用いられるものとなった。文献(8)は1次元せん断振動を対象としたもの、(9)は2次元平面ひずみの動的解析を対象としたものである。一方、土の履歴性を有する動的応力・ひずみ関係を、直接表現追跡するモデルとして、構造物の非線型振動解析に Jennings (12), 古くは Ramberg, Osgood (13) が用いたモデルに準じたモデルが地盤の1次元せん断振動モデルとして Liou ら(14), Finn ら(15)によって用いられた。文献(15)は、骨格曲線を Ramberg - Osgood モデルにより表現しており、(16)では、双曲線モデルにより表現している。これらのモデルでは、土の振動時の特性変化(液状化等)を考慮することと、振動による永久変形を算定することをねらったものであるが、このような目的を2次元にまで拡張したモデルと

して、弾塑性理論に基くものが見られる。文献(16, 17)は、土を古典的弾塑性モデルにより表わしており、文献(18)は、地震時に発生する過剰間げき水圧を考慮している。

以上に述べたこの分野の解析モデルの概要から、次のように考えられる。これまで、静的解析及び動的解析は別個に行なわれていることがほとんどである。すなわち、静的解析については、非線型弾性又は、弾塑性モデルにより解析が行なわれ、動的解析については、等価線型モデルにより解析が行なわれている。土構造物においては、他の構造物と異なり、地震力に先立つ自重による応力が強度に対して相対的に大きく、安全性も低いことが一般的である。したがって、地震による応力・変形解析は、自重による静的状態による影響を可能な限り考慮して連続的に解析することが望まれる。次項以降に述べる本解析プログラムは、このような意図の下に開発を行なったものである。

(2) 本プログラムにおける解析モデル

基本的考え方

本プログラムにおける目的は次のとおりである。

まず、静的解析と動的解析を個別のものとせずできるだけ連続したものにする。すなわち、静的応力解析によって求めた応力状態（拘束応力やせん断応力）を動的応力解析の出発点として反映させることがその一つである。又、土に対する動的載荷を荷重方向の変る静的載荷の連続と考えて、静的及び動的挙動を同様の力学的意味を持つモデルで表わすこともある。

このような考えに立って、動的解析における土のモデルは、従来多用されている等価線型モデルとはならず、土の非線型履歴特性をそのまま追跡する直接応答解析モデルとなる。

このモデルの結果として、土構造物の地震時挙動において見られる沈下・滑動等の地震後の残留変形（永久変形）を原理的に取扱うことができるようになるであろう。

このような意図を有する1次元モデルは既に文献(14, 15)に見られるので、本解析プログラムにおける課題は、このような特徴を生かして2次元解析を行なえるようにすることと、その中に液状化現象に見られるような動的載荷に伴う剛性の低下を考慮することである。

このために、まず基本モデルとして、図-2.1(a)に示されるような単純せん断を受ける要素

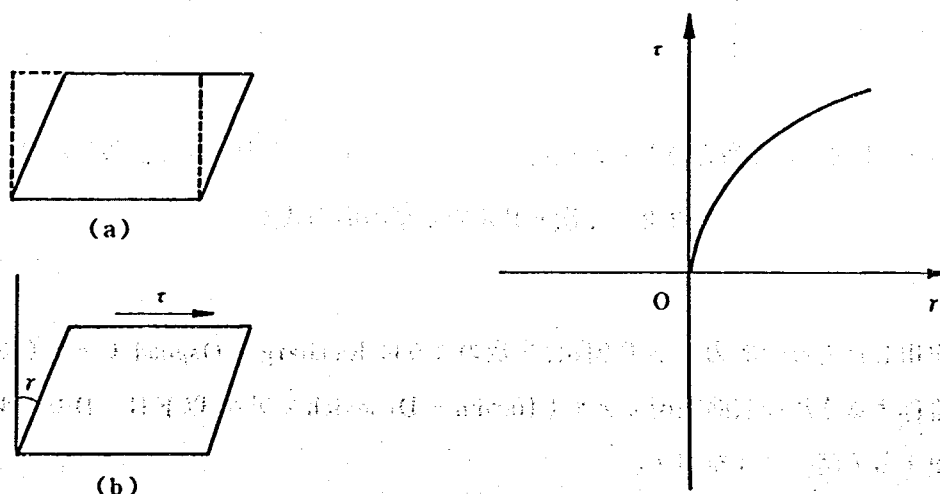


図2.1 単純せん断を受ける要素 (c)

についての応力・ひずみ関係を考える。単純せん断という場合には、側方（せん断方向とそれに直角な方向の2方向）垂直ひずみが生じないように拘束され、又、要素の上面・下面とも平行を保持して変形するという条件がある。このような変形を生ずる過程で作用する応力状態や生ずる変形状態は、通常考えられる主外力の水平せん断応力以外に、材料や変形条件（排水、非排水）によって、鉛直応力、水平応力の変化や鉛直方向のひずみが生じ、本質的な応力・ひずみ関係は単純なものではない。しかし、ここでは簡便のために、このような1次元せん断状態時の応力・ひずみ中、水平せん断応力 τ 及び水平せん断ひずみ γ のみに注目して、それらの関係が要素の基本的応力・ひずみ関係であるとする（図－2.1 (b) (c)）。すなわち、せん断に伴う体積ひずみ（ダイラタンシー）は直接考慮の対象としない。又、このような変形状態を保つために生ずる応力状態の変化も陽には考慮をせず、特に（全）鉛直応力は一定値を保持するものとする。後にこの基本モデルを2次元に拡張した場合に必要な垂直応力変化と垂直ひずみ（体積ひずみ）の関係も、このせん断応力・ひずみ関係から定まるせん断剛性を用いて与えることにする。

このような考えから派生する構成上の問題点はいくつかあるが、それに関しては、後に述べる（p. 25）。ここに用いたせん断応力・ひずみ関係は、荷重が単調に増加する場合にはひずみ軟化型非線型弾性モデルで表わす。荷重の方向が変化する動的载荷に対しては、応力ひずみ関係の履歴性を考慮する。このとき、動的せん断前に存在する静的せん断応力のことも考慮する。このような考えの下に1次元せん断応力・ひずみ関係を記述した後に、それを2次元（平面ひずみ）状態に拡張する。

基本モデルの数式表現

図－2.2のような1次元せん断要素について考える。この要素に、ある静的及び動的せん断応

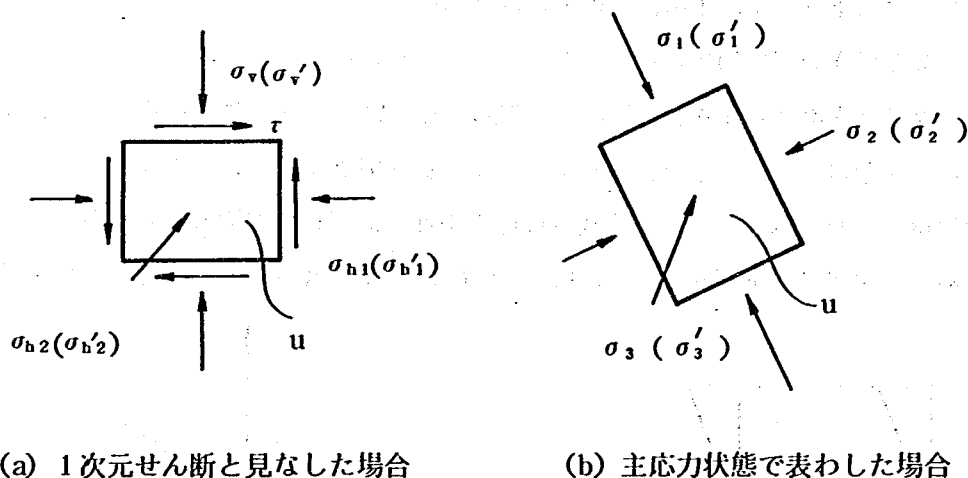


図2.2 1次元せん断要素の応力状態

力が作用した場合の応力・ひずみ関係を次のように Ramberg - Osgood モデル（以下 R-O モデルと略称する）及び双曲線型モデル（Hardin - Drnevich モデル、以下 H-D モデルと略称する）で表現する（図－2.3 参照）。

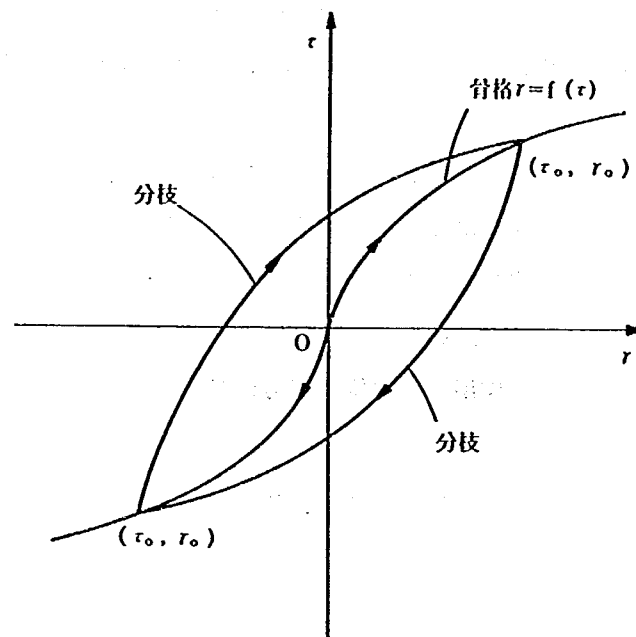


図 2.3 静的及び動的载荷時の応力・ひずみ関係

○骨格 (skeleton) 静的载荷及び動的载荷の第 1 波に適用

i) Ramberg - Osgood モデル (R-O モデル)

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_t} \right|^{n-1} \right) \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

ii) Hardin - Drnevich モデル (H-D モデル)

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \alpha \frac{G_0 \gamma}{\tau_t}} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

又は,

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \frac{1}{1 - \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_t} \right|} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

○分枝 (branch) 定常動的载荷に適用

$$\left. \begin{array}{l} \text{応力増加時} \quad \frac{\gamma - \gamma_0}{2} = f \left(\frac{\tau - \tau_0}{2} \right) \\ \text{応力減少時} \quad \frac{\gamma - \gamma_0}{2} = f \left(\frac{\tau - \tau_0}{2} \right) \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

ここに f は、骨格の関係を $\gamma = f(\tau)$ で表わしたときの関数である。 (τ_0, γ_0) は定常
 載荷時の応力及びひずみのピーク値である。(2.15)式は、通常 Masing 則と呼ばれる関係式で
 ある(19)。

ここに、これらのモデルに用いられているパラメータ G_0, τ_f 、その他は、静的せん断時又は
 繰返しせん断時の応力・ひずみ関係によくフィットするものとして選ばれるものであるが、以下
 に一応の物理的意味及びその算定法を述べる。

G_0 : 微小ひずみ時のせん断弾性係数

この G_0 は、次式のように要素に作用する平均主応力に依存するものとする。

$$G_0 = \alpha_1 (\sigma_m')^{n_1} \dots\dots\dots (2.16)$$

ここに、

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_v' + \sigma_{h1}' + \sigma_{h2}'}{3} = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} \dots\dots\dots (2.17)$$

である(図-2.2参照)。

τ_f : 静的せん断強度

図-2.2のような応力状態に対するせん断強度を求めるのには、図-2.4(a)のようなクーロンの
 の基準による場合と、図-2.4(b)のようなモール・クーロンの基準による場合とがある。

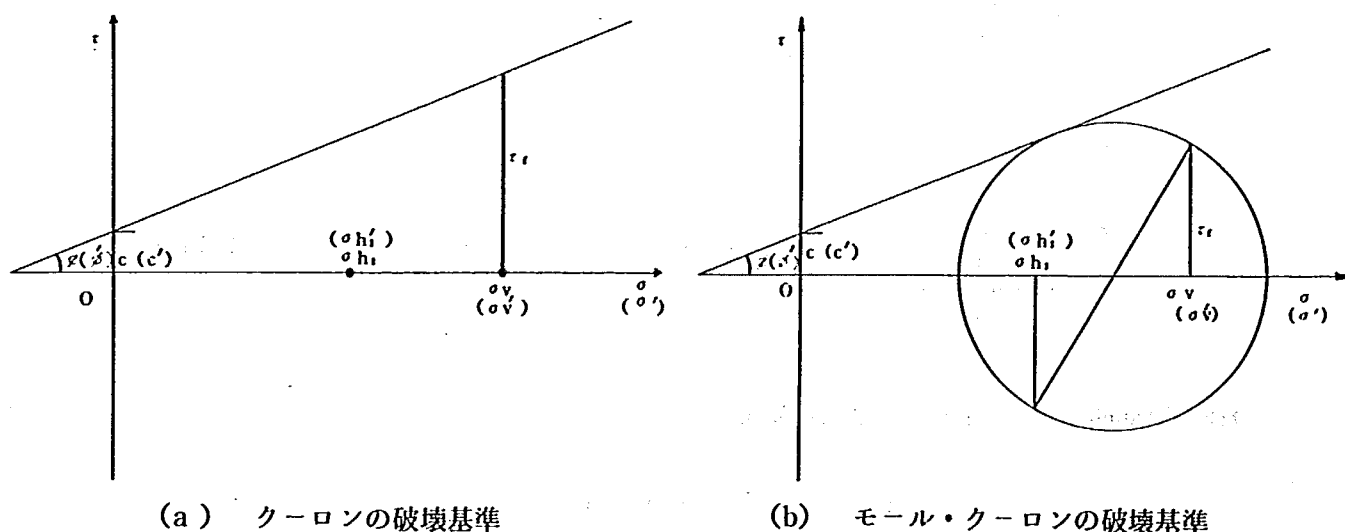


図2.4 せん断強度 τ_f の求め方

クーロンの基準による場合

全応力表示で

$$\tau_f = c + \sigma_v \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2.18a)$$

有効応力表示で

$$\tau_f = c' + \sigma_v' \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2.18b)$$

と表わされる。

モール・クーロンの基準による場合

全応力表示で

$$\tau_f = \sqrt{\left(c \cos \phi + \frac{\sigma_v + \sigma_{h1}}{2} \sin \phi\right)^2 - \left(\frac{\sigma_v - \sigma_{h1}}{2}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (2.19a)$$

有効応力表示で

$$\tau_f = \sqrt{\left(c' \cos \phi' + \frac{\sigma_v' + \sigma_{h1}'}{2} \sin \phi'\right)^2 - \left(\frac{\sigma_v' - \sigma_{h1}'}{2}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (2.19b)$$

ここに、 c 、 ϕ は全応力表示で求めた強度定数、 c' 、 ϕ' は有効応力表示で求めた強度定数である。

(2.18, 19)式に示したせん断強度 τ_f は、破壊を生ずる過程において鉛直応力 σ_v 、又は σ_v' 、及び水平直応力 σ_{h1} 、又は σ_{h1}' の変化がないものとしている。さらに、 σ_{h2} (σ_{h2}') の影響を受けないものとしている。全応力表示による場合、せん断に伴う間げき水圧の変化の効果は直接考慮はしていない。

α 、 γ ： 次のような意味をもつパラメータ

H-Dモデルにおける静的せん断応力～ひずみ関係は、図-2.5のように描かれ、 γ が大きい

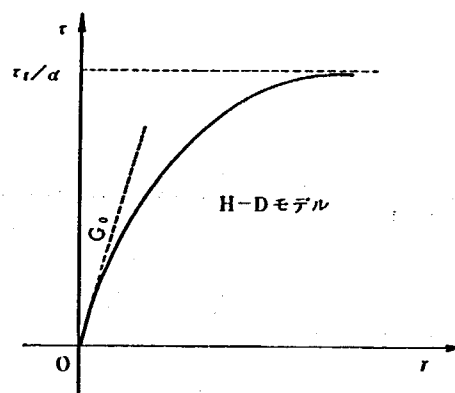


図2.5 H-Dモデルの応力～ひずみ関係

所で τ は τ_t ではなく τ_t / α に漸近する。したがって、H-Dモデルにおける α は、 G_0 、 τ_t を用いて $\tau \sim \gamma$ 関係を広範囲にフィットさせるためのパラメータとしての役割をもつ。

R-Oモデルにおける静的せん断応力・ひずみ関係は、図-2.6のように描かれH-Dモデル

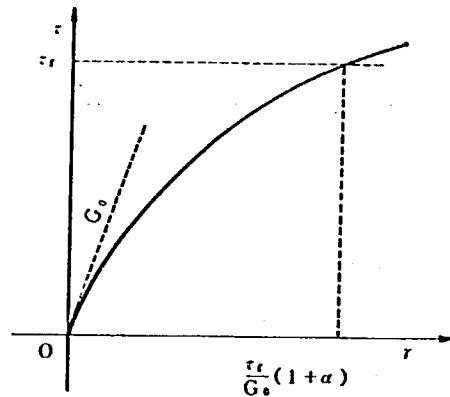


図 2.6 R-Oモデルの応力～ひずみ関係

のようにある値に漸近するということはない。この場合には、二つのパラメータ α 、 γ によって $\tau \sim \gamma$ 関係が望ましい形になるように調整される。

特に、 $\alpha = 0$ としたとき、両モデルとも線型材料を表わす。

後出の運動方程式の解法（(3.2)～(3.10)式）からも明らかなように、(2.12～15)式に与えられる応力～ひずみ関係は、ある応力増分に対する接線剛性として用いられるが、一般にあるせん断応力 τ が作用している場合の接線せん断剛性 $G_t (= d\tau / d\gamma)$ は次のように与えられる。

i) Ramberg - Osgood モデル

skeleton について

$$G_t = \frac{G_0}{1 + \alpha \gamma \left| \frac{\tau}{\tau_t} \right|^{r-1}} \quad (2.20)$$

branch について

$$G_t = \frac{G_0}{1 + \alpha \gamma \left| \frac{\tau - \tau_0}{2 \tau_t} \right|^{r-1}} \quad (2.21)$$

ii) Hardin - Drnevich モデル

skeleton について

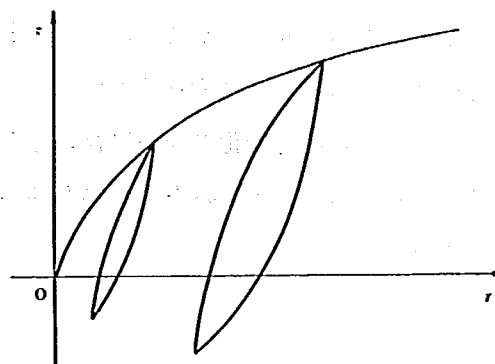
$$G_t = G_o \left(1 - \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_t} \right| \right)^2 \dots\dots\dots (2.22)$$

branch について

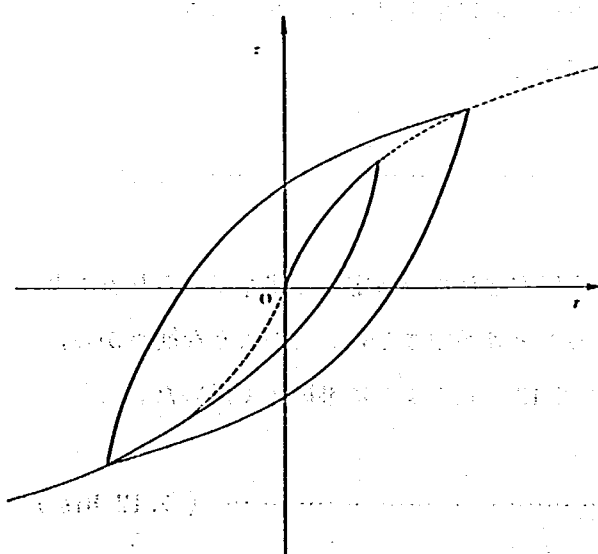
$$G_t = G_o \left(1 - \alpha \left| \frac{\tau - \tau_o}{2 \tau_t} \right| \right)^2 \dots\dots\dots (2.23)$$

不規則荷重時への適用

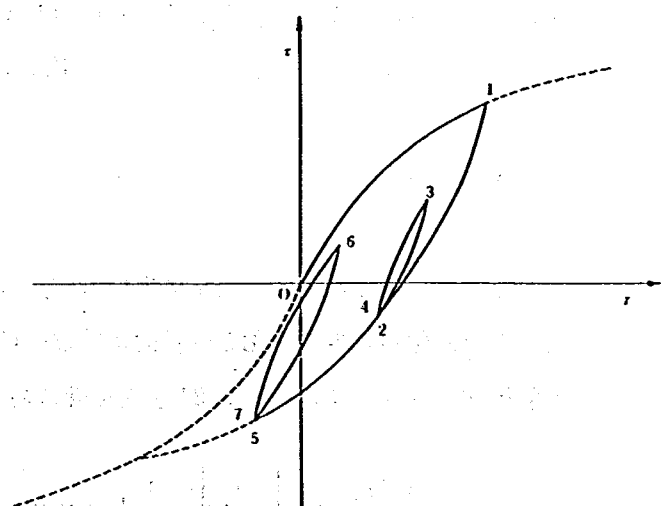
地震時のように方向及び大きさが絶えず変動する荷重に対する応力～ひずみ関係は以下のよう
な法則に従うものとする (20)。



(a) 途中で減荷重のある初期荷重の履歴経路



(b) 荷重の絶対値が大きくなる時の履歴経路



(c) 荷重が複雑に変化するときの履歴経路

図 2.7 不規則荷重時の履歴経路

- ① 初めて載荷されるとき、または今までに加えられたことのない大きさの荷重が加わるとき（初期載荷）、軌跡は骨格に一致する（図－2.7(a)）。
- ② 折返し点から出発したループは原点に関して折返し点と対称な位置で骨格に達するが、更に同方向への載荷が進むときは、その先は骨格上をたどる（図－2.7(b)）。
- ③ 荷重が複雑に変化するときには折返し点から出発したループが原点に対し折返し点と対称な位置で骨格と交る以前に荷重の増減の方向が変わることがある。この場合は図－2.7(c)に示したようにここを折返し点として新しいループが始まる。ただし、もう一度折返して新たなループの始り（図－2.7(c)では2または4）にもどってきたときは古いループにもどるものとする。荷重が増すときと減るときの履歴曲線は同じものが向い合っているから、折返しの後は荷重の増減の方向が変わらなければ必ずループの開始点にもどってくる。一つのループの途中から始まったループが閉合される以前に荷重の増減の方向が2度変ると更に新たなループが始まるが、前に説明したことをくり返せばよい。一般的な表現をすれば次のようになる。荷重の増減の方向が変わればそこから新たなループを開始する。ループが閉合したとき、そこが骨格の上でかつ変位の増減の方向がそのとき変らないならば、その骨格に沿って進み、古いループの上であれば、その先は古いループに沿って進む。ループが幾重にもなるときはこの操作をくり返す。以上の原則によれば地震力のような複雑に変動する外力に対しても軌跡をたどることができる。ここに述べたことは、後述するような物性変化がない場合のことであり、物性変化がある場合には骨格そのものが変動することになるが、その時点の骨格を基準にして上のような法則にしたがうことは一つの考え方であろう。

基本モデルの特性

i) R-Oモデル

R-Oモデルは従来構造物の分野において適用され、その特性が調べられている（13, 22）。又、筆者らは、乾燥砂の繰返しせん断に対してこのモデルの適用を試みたことがある（21）。R-Oモデルの skeleton の基本形は、次式の形であろう。

$$r = c_1 \tau + c_2 \tau^r \dots\dots\dots (2.24)$$

しかし、このようなモデル表現に用いる定数は、従来提案されている定数と関連づけられること、又、その変化が物性の変化と感覚的に結びつけられること等が望ましい。このような観点から、本解析プログラムでは、（2.24）式を既に述べた（2.12）式のように書換えて用いた。

$$r = \frac{\tau}{G_0} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^{r-1} \right) \dots\dots\dots (2.12 \text{ bis})$$

このように表わすと (2.12) 式から, $G_{eq} = \tau / r$ として,

$$\frac{G_{eq}}{G_0} = 1 - \alpha \left(\frac{G_{eq}}{G_0} \right)^r \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_r} \right)^{r-1} \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

となり, すなわち, $G_{eq} / G_0 = f_n(\tau / \tau_r, \alpha, r)$ となり, Hardin らが得た関係 (無次元化されたせん断剛性 G_{eq} / G_0 は τ の関数というよりも τ / τ_r の関数となる) (12) と矛盾しない。これが (2.12) 式を R-O モデルの基本式としたゆえんである。

(2.12) 式又は図-2.6 から分るように, τ_r は建前はせん断強度であるが, τ がこれを越えることができないということではなく, τ に対して上限値はない。これは次に述べる Hardin - Drnevich モデルと異なる点である。

図-2.3 において, (τ_0, τ_0) における接線剛性 G_t を骨格と応力増加時分枝とで比較すると次のとおり。

(2.20) 式において, $\tau = \tau_0$ とおくと,

$$G_t = \frac{G_0}{1 + \alpha r \left| \frac{\tau_0}{\tau_r} \right|^{r-1}} \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

(2.21) 式における τ_0 は, 現在考えている (τ_0, τ_0) ではなく, そこに至る一つ前の反曲点を意味するから, 今の τ_0 を用いると, $-\tau_0$ でおき換える必要がある。したがって,

$$G_t = \frac{G_0}{1 + \alpha r \left| \frac{\tau_0 - (-\tau_0)}{2 \tau_r} \right|^{r-1}} = \frac{G_0}{1 + \alpha r \left| \frac{\tau_0}{\tau_r} \right|^{r-1}} \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

(2.26), (2.27) 式から, 反曲点乃至は既応最大応力における骨格及び分枝の接線剛性は一致する。

次に, 定応力振幅載荷時のひずみが, このモデルでどのように表わされるかを調べてみる。

図-2.8 において, A 点と C 点が一致するか。

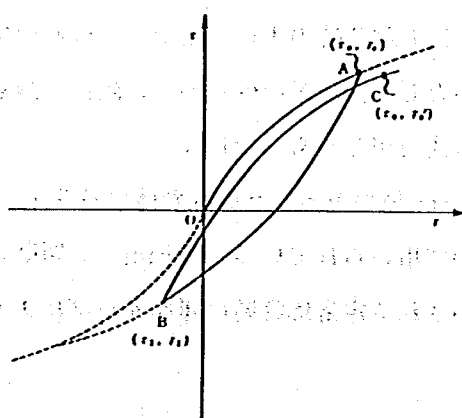


図 2.8 サイクリック・クリープの検討図

$$A : r_o = \frac{\tau_o}{G_o} \left\{ 1 + \alpha \left| \frac{\tau_o}{\tau_f} \right|^{r-1} \right\}$$

$$AB : \frac{r - r_o}{2} = \frac{\tau - \tau_o}{2 G_o} \left\{ 1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_o}{2 \tau_f} \right|^{r-1} \right\}$$

$$B : \frac{r_1 - r_o}{2} = \frac{\tau_1 - \tau_o}{2 G_o} \left\{ 1 + \alpha \left| \frac{\tau_1 - \tau_o}{2 \tau_f} \right|^{r-1} \right\}$$

$$BC : \frac{r - r_1}{2} = \frac{\tau - \tau_1}{2 G_o} \left\{ 1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_1}{2 \tau_f} \right|^{r-1} \right\}$$

$$C : \frac{r_o' - r_1}{2} = \frac{\tau_o - \tau_1}{2 G_o} \left\{ 1 + \alpha \left| \frac{\tau_o - \tau_1}{2 \tau_f} \right|^{r-1} \right\}$$

第3式+第5式から

$$\frac{r_o' - r_o}{2} = 0 \quad \therefore r_o' = r_o$$

$\therefore$ A点とC点は一致する。

すなわち、このモデルのみでは、定応力振幅載荷時にひずみが累積するというような現象は表せない。

i) Hardin - Drnevich モデル

ここでいう H-Dモデルは、元来 Kondnerにより、土の応力～ひずみ関係を表現するのに適用されたもので、さらに Duncanら(5, 6)により、通常の土質試験結果とそのパラメータを関係づける考え方が提案されている。

モデルの有する特徴は次のようである。

- ① このモデルは元来土に対する静的載荷時の非線型応力・ひずみ関係を双曲線型近似により表現したものである。
- ② Hardin等(12)は、繰返し載荷時の土の挙動が、この非線型な静的応力・ひずみ関係の回りに履歴的に生ずるものとして、若干の仮定の下に剛性と減衰定数の関係を導いた。ただし、これは履歴曲線を直接数式表現したものではない。
- ③ このモデルでは、Duncan等の表わしたのと同種のパラメータによって表わされる skeleton と、R-Oモデルにおいて用いられている skeleton と履歴ループの関係を与える法則((2.15)式)を用いて表わされる定常応答時の履歴ループにより、動的載荷時の応力・ひずみ関係を作っている。

④ 不規則載荷時の応力～ひずみ関係も R-Oモデルの場合に準ずる。したがって、R-Oモデルと H-Dモデルとでは、両者の skeleton の表現法にその差があるだけと考えてよい。

H-Dモデルの skeletonにおいて、図-2.5に示したように $\gamma \rightarrow \infty$ のとき、 $\tau \rightarrow \tau_f / \alpha$ に漸近する。このように上限がある点は R-Oモデルと異なる点である。

このように、ここに展開しようとしている範囲では、R-Oモデルと H-Dモデルの間には、本質的な差は余りなく、両者がいかに実験曲線を近似しうるかということと、通常の土質試験結果とどのように結びつけうるかという辺りにその適用性の差があると考えられる。

物性変化

土に対して定常的な繰返し載荷をしても、その挙動は必ずしも定常的なものではない。例えば、飽和砂に対して非排水条件下で応力制御で繰返し載荷をすると砂は徐々に軟化傾向を示し（ひずみが増大）、ついでには液状化に至ることがあること、逆に排水条件下で応力制御で繰返し載荷をすると砂は徐々に硬化傾向を示す（ひずみが減少）ことはよく知られている。粘土に対しても同様な現象があるであろう。ここで、現実の問題に適用する場合、硬化傾向を示すものを物性の変化がないと見なすことは安全側であるので、軟化傾向を示す物性変化をモデルに取り入れることがまず必要と思われる。砂の場合には、軟化傾向の原因は、累積する過剰間げき水圧が主たるものであろう。粘土の場合にも、精度よく測定された例は少ないが、過剰間げき水圧の発生が軟化現象の原因の一つとして考えられる。このプログラムでは、土の非排水繰返し載荷条件下での過剰間げき水圧の発生と、それに伴う変形性の増大とを取り入れた。このようなモデルは、最近多く提案され始めているが、それぞれ一長一短があるようである。プログラム中のこの部分については、この分野に関する知識の集積とともに、近い将来に入れ代えられることが可能であろう。ここで採用しているモデルは、石原ら(22)により提案されたモデルに若干の修正を加えたものである。

石原らの理論を要約すると、砂の塑性せん断ひずみは過去に受けた最大のせん断応力比（三軸状態で、 q/p と与える）を越えたときに生じ、排水時にはこれは塑性体積ひずみを、非排水時にはこれは過剰間げき水圧を生ずる、そしてそのときの応力径路が静的載荷時の応力径路から予測できるというものである。

石原らの理論に基き、本プログラムでの間げき水圧発生モデルは次のようにした。

図-2.2(a)のような1次元せん断状態において、非排水せん断時の間げき水圧の変化を次式で表わす(図-2.9)。

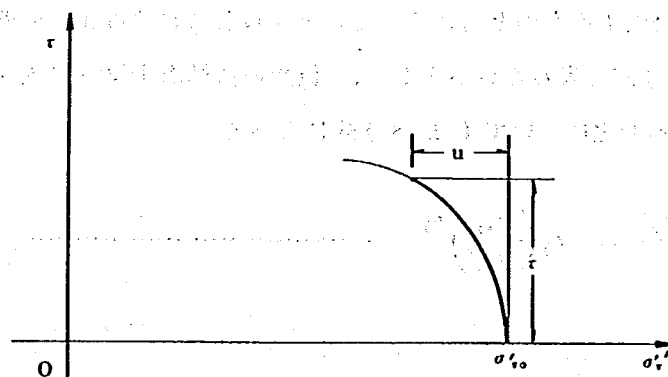


図 2.9 静的単調非排水せん断時の間げき水圧

$$\frac{u}{\sigma_{v0}'} = \alpha_3 \left(\frac{\tau}{\sigma_{v0}'} \right)^{n_3} \dots\dots\dots (2.28)$$

繰返し載荷のときは、その過程中的ある載荷による τ/τ_f がそれまでの τ/τ_f の最大値 (τ/τ_f)_{max} を越えた場合に非排水せん断時に間げき水圧が生ずると考える。対象とする載荷 (せん断応力 τ) について、載荷前の σ_v' (及び σ_h') を用いて (2.18b) 式又は (2.19b) 式により τ_f を求める。

この τ_f を用いて、この載荷に対する $(\tau/\tau_f)_{new}$ を計算する。

$(\tau/\tau_f)_{new} > (\tau/\tau_f)_{max}$ となったとき、この載荷に対して生ずる間げき水圧 Δu を以下のように計算する (図-2.10)。

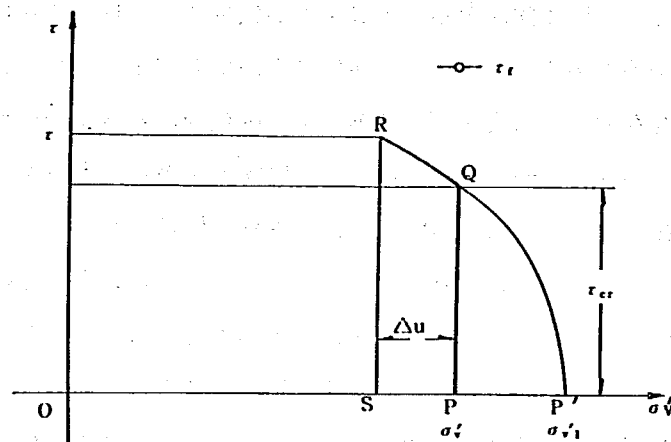


図 2.10 繰返し非排水せん断時の間げき水圧

$(\tau/\tau_f)_{new} = (\tau/\tau_f)_{max}$ となるとき τ を τ_{cr} とする (点 Q)。

$$\tau_{cr} = (\tau/\tau_f)_{max} \cdot (\tau_f)_p \dots\dots\dots (2.29)$$

上述したことにより τ が P 点から増加する過程で、PQ では間げき水圧が発生せず、QR では間げき水圧が発生するものとする。このとき QR における Δu を求めるために、P'QR が上述した (2.28) 式で表わされるとして、仮定の基準点 P' の σ_{v1}' を σ_{v1}' とおく。

P'Q に対する変化について (2.28) 式によって

$$\frac{\sigma_{v1}' - \sigma_v'}{\sigma_{v1}'} = \alpha_3 \left(\frac{\tau_{cr}}{\sigma_{v1}'} \right)^{n_3} \dots\dots\dots (2.30)$$

P'Q Rに対する変化について (2.28) 式によって

$$\frac{\sigma_{vi}' - \sigma_v' + d u}{\sigma_{vi}'} = \alpha_3 \left(\frac{\tau}{\sigma_{vi}'} \right)^{n_3} \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

(2.30) 式から σ_{vi} を与える方程式が次のように得られる。

$$\alpha_3 \left(\frac{\tau_{cr}}{\sigma_{vi}'} \right)^{n_3} + \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_{vi}'} \right) - 1 = 0 \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

(2.30, 31) 式から $d u$ を与える次式が得られる。

$$d u = \left\{ \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^{n_3} - 1 \right\} (\sigma_{vi}' - \sigma_v') \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

この σ_{vi}' は、(2.32) 式により与えられるものである。

2次元状態への拡張

以上述べてきた解析モデルの性質はいずれも1次元せん断状態での特性である。1次元せん断状態では、ある要素に作用するせん断応力及びせん断ひずみの方向を固定して、両者の関係を応力・ひずみ関係として注目したのみである。一般に2次元変形状態にある物体の変形を解くためには、変形を特定の方向のせん断のみに限定することなく2次元状態での応力・ひずみ関係を立てなければならない。ここでは、簡単のために増分形で表わした応力・ひずみ関係を等方線型弾性体として表わすことになる。等方弾性体理論においては、周知のとおり、応力・ひずみの関係を表現する独立な物性パラメータは2個であり、よく用いられるものは、ヤング率 E とポアソン比 ν であろう。これによって、平面ひずみ条件での応力・ひずみ関係は(2.1)式により表わされる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x' \\ d\sigma_y' \\ d\tau_{xy}' \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (2.1 \text{ bis})$$

ここに、

E : ヤング率 $= \frac{d\sigma_x}{d\epsilon_x}$ (3次元応力条件下で σ_x のみを変化させる)

ν : ポアソン比 $= - \frac{d\epsilon_y}{d\epsilon_x}$ (3次元応力条件下で σ_x のみを変化させる)

等方性の場合には次の関係がある。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \dots\dots\dots (2.5 \text{ bis})$$

ここに,

$$G : \text{せん断弾性係数} = \frac{d\tau_{xy}}{d\gamma_{xy}} \quad (3 \text{次元応力条件下で } \tau_{xy} \text{ のみを変化させる})$$

$$K : \text{体積弾性係数} = \frac{d\sigma_m}{d\epsilon_v} \quad (3 \text{次元応力条件下で直応力のみ変化させる})$$

土のような材料の場合には, E , ν よりも G , K の方が求めやすいことを考慮して (2.5) 式の関係を次式で表わす。

$$\nu = \frac{3 - \frac{2G}{K}}{6 + \frac{2G}{K}} \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

$$E = 2G(1+\nu) \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

この結果を用いて, 応力～ひずみ関係 (2.1) 式を G , K を用いて表わすことが可能である。

(2.34, 35) 式に用いる G は, (2.20～23) 式において与えられている。これらにおいて G の応力依存性はせん断応力 τ とせん断強度 τ_f の比 τ/τ_f によって表わされる。1次元せん断の場合には, 考慮する面を一つに固定して, 又, そのせん断面に垂直な応力の変化がないものとして考え, τ 及び τ_f を算定した (τ_f は (2.18) 式, 又は (2.19) 式で与えられる)。一般的な2次元応力状態の場合, ある要素に作用するせん断応力は対象面により異なり, 又, せん断強度そのものも, 破壊に至る応力径路, 対象とする面, 及び破壊基準により異なる。しかし, 1次元せん断の場合に用いた (2.20～23) 式によりせん断剛性を求めるとすると, ある種の仮定を設けざるをえない。そのために, 次のように考えることにした。

〔静的解析の場合〕

ある要素のある応力状態を主応力の組 (σ_1 , σ_2) で表わす。これに対するモールの応力円及びモール・クーロンの破壊基準を図-2.11(a)に示す。このような応力状態に対して, 先述した1次元せん断の場合に, モール・クーロンの破壊基準により強度 τ_f を求めるための破壊のさせ方及び, 応力注目点の様子を図-2.11(b)に示す (図-2.4(b)参照)。一方, Duncan らが, ヤング率を求めるために採用した応力注目点及び破壊のさせ方は, 図-2.11(c)に示すようなものである。図-2.11(a)のような一般応力状態にある要素に対して, ある応力増分が加わったときのせん断剛性を求めて, それを (2.20～23) 式の形に準拠するものとしたとき, 現在の応力状態と応力増分のさせ方との関係により異なると思われるが, せん断剛性を求める場合には, 平

均主応力を変化させない応力変化を想定するのがよいように思われる。したがって、ここでは、一般的応力条件下にある要素のせん断剛性を求めるための応力変化法を図-2.11 (d) に示すよう

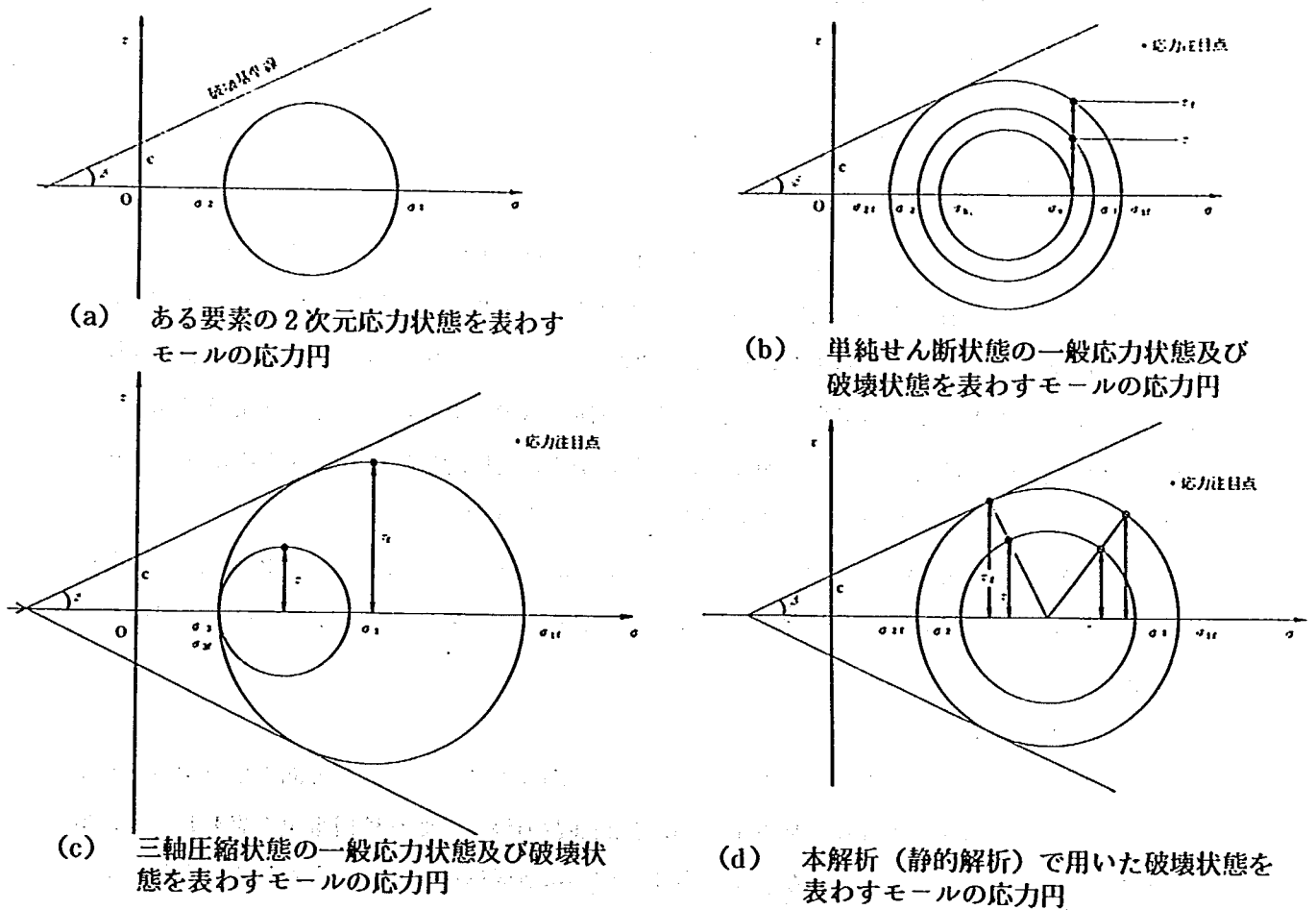


図 2.11 応力及び破壊状態を表わす説明図

な平均主応力一定条件とする。このときの応力注目点を、モールの応力円上で破壊基準線に最も近い点、すなわち、主応力方向から $(45 + \phi/2)^\circ$ 傾いた面でのせん断応力とする。この場合、後述するように、静的解析においては、載荷に伴う間げき水圧変化は考慮していないから、作用応力及び強度は全応力で考えて、次式のようなになる。

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos \phi \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

$$\tau_f = \left(c \cos \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \sin \phi \right) \cos \phi \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

$$\therefore \frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \phi} \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

上のように応力変化の方法をとった場合、上に述べた応力注目点以外であっても、主応力方向から一定の傾きをなす面でのせん断応力を考えると、せん断剛性の応力レベル依存を表わすパラメータとも言うべき (τ/τ_f) は、常に (2.38) 式と等しくなる (図(d)中、白丸)。又、(2.38) 式の逆数を点安全率 F_s と呼ぶことにする。すなわち、

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \phi}{\sigma_1 - \sigma_2} \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

上の定式化は、2次元状態の特別な例である単純せん断の場合 (図-2.11(b)参照) とは一般には一致しない。本来、せん断剛性の応力依存性効果を、現在のせん断応力レベル τ 及び破壊強度 τ_f の比 τ/τ_f によって表わすというのは、単純せん断や三軸圧縮のように破壊を生ずる载荷方法が一義的に決まっている場合にのみ形式的に可能なものであり、一般的な2次元応力状態については破壊に至る载荷方法が一義的なものでないから、物理的には余り意味を持たない便宜的な定式と考えるべきものであろう。本質的な論議は別に行ないたい。

(2.38) 式を (2.20, 22) 式に用いると、せん断剛性 G_t が求まる。(2.38) 式に用いられる c, ϕ は、解析対象となる問題の排水条件に合わせて求めたものを全応力により用いるべきである。

〔動的解析の場合〕

静的応力によって卓越するせん断方向に加えて、動的外力によって別の方向に卓越するせん断を受けた場合、土がどのような挙動を示すかは動的問題の場合重要な検討事項と思われるが、筆者の知るところではこの事を平易な形でとらえて述べた研究はなくこれからの課題と思われる。ここでは、各要素について動的解析における加振方向に平行な面にせん断が卓越するものと仮定して (一般的には成立しない)、その面での剛性をその要素の等方剛性に採用した。又、動的解析においては、繰返し载荷に伴う物性変化を、非排水繰返しせん断に起因する間げき水圧変化として扱うことにする。動的载荷中の間げき水圧逸散は考えない。作用応力は上述の加振方向に平行な面のものを考える。

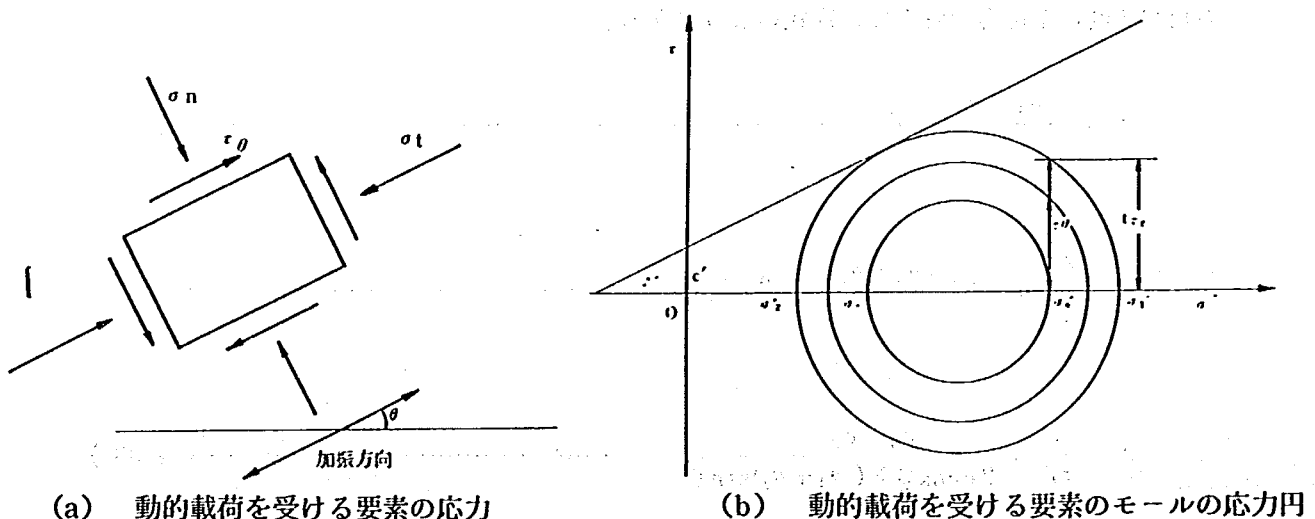


図 2.12 動的载荷を受ける要素の応力及び破壊状態

$$\tau = \tau_0 \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

次に、この面に沿うせん断強度 τ_t をモール・クーロンの破壊基準から、有効応力で表わす。

$$\tau_t = \sqrt{\left(c' \cos \phi' + \frac{\sigma_n' + \sigma_t'}{2} \sin \phi'\right)^2 - \left(\frac{\sigma_n' - \sigma_t'}{2}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

τ_0 , σ_n' , σ_t' については、図-2.12を参照。

$$\therefore \tau_t = \frac{\tau_0}{\sqrt{\left(c' \cos \phi' + \frac{\sigma_n' + \sigma_t'}{2} \sin \phi'\right)^2 - \left(\frac{\sigma_n' - \sigma_t'}{2}\right)^2}} \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

(2.42)式を(2.20~23)式に用いて、せん断剛性 G_t が求まる。(2.41)式に用いる c' , ϕ' は、有効応力表示の強度定数である。静的及び動的応力の重合として点安全率 F_s を定義すると、(2.39)式と同形になる。すなわち、

$$F_s = \frac{2c' \cos \phi' + (\sigma_1' + \sigma_2') \sin \phi'}{\sigma_1' - \sigma_2'} \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

刻々の σ_n' , σ_t' を求めるのに必要な間げき水圧には、1次元せん断の場合の(2.28)式に準じた次式によるものとする。

$$\frac{u}{\sigma_{no}'} = \alpha_3 \left(\frac{\tau}{\sigma_{no}'}\right)^{n_3} \quad \dots\dots\dots (2.44)$$

ここに、 τ は平均的剛性を求めた場合と同様に、加振方向に平行な面に作用するせん断応力 τ_0 によるものとする。

$$\tau = \tau_0 \quad \dots\dots\dots (2.45)$$

(2.45)式を(2.44)式に用いて2次元の場合の間げき水圧増分 du を求める。(2.45)式の適用範囲は、 $\tau/\tau_t > (\tau/\tau_t)_{\max}$ という条件であるが、これに用いる τ は τ_0 で、 τ_t は(2.41)式で与えられる。計算スキーム上は、個々の要素におけるせん断応力波のピークごとに計算を行なうようにしているため、加振時間に対して不連続に間げき水圧が変化するようになっている。

このようにして求めた u は(2.41)式により τ_t , (2.16)式により G に反映し、さらに(2.20)~(2.23)式を経由してせん断剛性を与える。

動的載荷時のせん断剛性及び間げき水圧を求める上のような方法は、以下のような仮定の下に

一つの便法として採用したもので今後検討を要するものである。その仮定を静的解析時と対応させて述べると次のようである。

静的解析時には、せん断剛性の応力レベル依存性を表わすパラメータとも言うべき τ/τ_f を定義するときに、作用応力を主応力表現して取扱うことにより、注目応力点は、特定の面に対するものとは考えていない（これ自体問題の残されている点でもある）。一方、動的解析時においては、静的応力に付加される繰返し応力によって生ずる供試体への影響が、加振方向にほぼ一致すると仮定される卓越せん断面での応力状態によって定められるものと考えている。すなわち、せん断剛性を定義するパラメータ τ/τ_f はそのような特定のせん断面についてであるし、又、間げき水圧の発生というもう一つの現象に対しても、上述の卓越せん断面に生ずるせん断応力変化によって支配されると考えている。

なお、上のような考え方からすると、(2.42)式で与えられる τ/τ_f 、(2.43)式で与えられる F_s 、それぞれについて次の不等式が成立する。

$$\frac{\tau}{\tau_f} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.46)$$

$$F_s \geq 1 \quad \dots\dots\dots (2.47)$$

これらの関係式から、発生しうる過剰間げき水圧の限界値が定まる。このような基準を用いるとき、水平砂地盤の地震時液状化を考えたような場合にも、間げき水圧は初期有効上載圧に達しない時点で、土の要素は破壊に達する。これは、本解析に用いた応力～ひずみ関係では動的せん断時に生ずる塑性体積ひずみを表わしていないため、この点に関する補正法は今後の課題である。

静的及び動的解析の連続性の観点から見ると次のようになる。

剛性を決めるパラメータ τ/τ_f の定義は、既に図-2.11(d)、2.12に示した。図-2.13に両

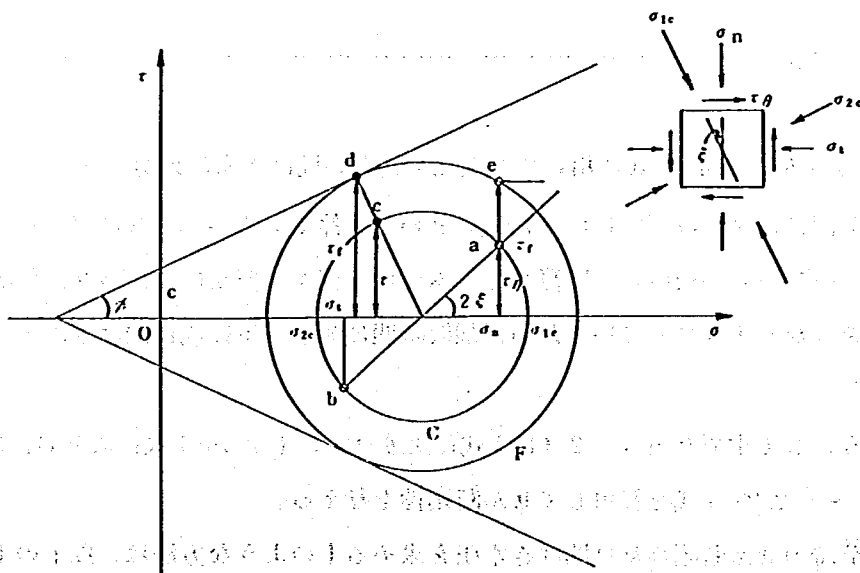


図 2.13 静的解析及び動的解析における τ/τ_f の説明図

者をまとめる。図中の要素の応力状態は、静的载荷の最終状態、言い換えれば、動的载荷の初期の時点におけるものを表わす。応力成分中 $(\sigma_{1c}, \sigma_{2c})$ は、その応力の主応力表示のものであり、 $(\sigma_n, \sigma_t, \tau_\theta)$ は、その応力を加振平行面及び垂直面に作用する応力の成分として表示したものであり、同一のモールの応力円周上（モール円 C）の点として表わされる。最大主応力 σ_{1c} と、上述の定義による傾きを有する垂直応力 σ_n の方向の間の角度を ξ とするとき、 (σ_n, τ_θ) はモール円 C の σ 軸から 2ξ 傾いた点の応力として、又 (σ_t, τ_θ) は $\pi + 2\xi$ 傾いた点の応力として表わされる（図中 a, b）。モールの応力円 C と平均主応力を同じくし、モール・クーロンの破壊基準と接する応力円を F とする。静的载荷終了時点での剛性を定める τ/τ_f のための τ, τ_f は、2つのモール応力円 C, F 上の 2 点 c, d として表わされる。一方、動的载荷の初期における剛性を定める τ/τ_i のための τ, τ_i は、2つのモール応力円 C, F 上の 2 点 a, e として表わされる。動的载荷に用いられる τ/τ_i は、図から明らかなように角度 ξ によって異なり、したがって、動的解析初期において各要素に用いられる剛性は、静的解析終了時のものより一般に大きくなる。特に $\xi = \pi/4$ のときのみ、両者は一致する。一般に、ある要素の、例えば水平せん断応力・ひずみに注目したとして、その静的载荷過程及び動的载荷初期までの性状は、図-2.14 のようになる。

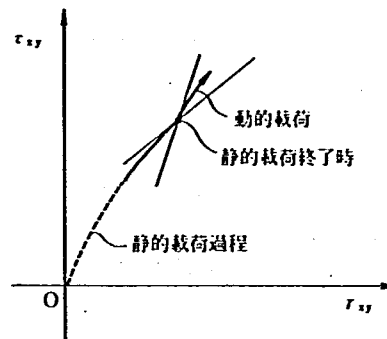


図 2.14 静的解析後の動的解析における応力～ひずみ関係説明図

応力・ひずみ関係のまとめ及び考察

本解析プログラムにおいて基本となる変形理論は、等方弾性体理論であり、それを平面ひずみ状態に適用している。

基本式は、次式である。

$$\begin{Bmatrix} \Delta \sigma_x' \\ \Delta \sigma_y' \\ \Delta \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \epsilon_x \\ \Delta \epsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2.1 \text{ bis})$$

ここに用いられている物性値 E, ν は、静的解析の場合、単純せん断状態で求めた G 及び、等方圧縮から求めた K から (2.34, 2.35) 式により換算して用いる。

$$\nu = \frac{3 - \frac{2G}{K}}{6 + \frac{2G}{K}} \dots\dots\dots (2.34 \text{ bis})$$

$$E = 2G(1 + \nu) \dots\dots\dots (2.35 \text{ bis})$$

上式の内、特に (2.34) 式は、せん断が垂直ひずみと独立であるという等方弾性体理論によって求めた G 、 K によっているため、ダイラタンシーによる垂直ひずみ分は評価されないであろう。ただし、(2.33) 式は、静的せん断とともにせん断剛性が低下し、したがって G/K が低下し、ポアソン比 ν が $1/2$ に近づくという特性を有する。

繰返し載荷時のポアソン比 ν については、さらに不明な点が多いので、動的解析時のポアソン比 ν は、そのときの拘束応力等を考慮した定数とする。

G は、(2.20 ~ 23) 式に与えられ、 G_0 、 τ_t 、 τ に依存する。そして、 G_0 は、(2.16) 式により、 τ_t は (2.37、2.40) 式により、 τ は (2.35、2.38) 式により与えられる。

$$G_0 = \alpha_1 (\sigma_m')^{n_1} \dots\dots\dots (2.16 \text{ bis})$$

静的解析のとき

$$\tau_t = \left(c \cos \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \sin \phi \right) \cos \phi \dots\dots\dots (2.37 \text{ bis})$$

動的解析のとき

$$\tau_t = \sqrt{\left(c' \cos \phi' + \frac{\sigma_n' + \sigma_t'}{2} \sin \phi' \right)^2 - \left(\frac{\sigma_n' - \sigma_t'}{2} \right)^2} \dots\dots\dots (2.41 \text{ bis})$$

静的解析のとき

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos \phi \dots\dots\dots (2.36 \text{ bis})$$

動的解析のとき

$$\tau = \tau_0 \dots\dots\dots (2.40 \text{ bis})$$

次に、(2.1) 式を逆変換して表わす。

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1+\nu}{E} \begin{bmatrix} 1-\nu & -\nu & 0 \\ -\nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma'_x \\ d\sigma'_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2.48)$$

(2.1)式又は(2.48)式は、(有効)応力変化とひずみ変化が一義的に対応していることを意味しているが、動的解析の場合には、次のように少し修正して用いる。

繰返して述べるように、(2.1)(2.48)式の基本式は等方弾性応力～ひずみ関係に基づくものである。したがってダイラタンシーは表わせない。然るに、物性変化において述べた繰返し載荷時の過剰間げき水圧はダイラタンシーの非可逆性に起因するものである。したがってせん断応力変化に対して与えられるとした、この過剰間げき水圧は、このダイラタンシー特性を反映したものであり、したがって、この過剰間げき水圧変化は、(2.1)(2.48)式の等方弾性応力～ひずみ関係とは別個に生ずるものである。(2.1)式又は(2.48)式は、計算過程中において、

(変位増分) → (ひずみ増分) → (応力増分)

↑

(剛性)

として用いられる。すなわち、(2.1)式の形の方が、使われやすい。したがって、繰返し載荷に対して用いられる応力～ひずみ関係は、次の形に修正される。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma'_x \\ d\sigma'_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} du_d \\ du_d \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2.49)$$

この右辺第2項における du_d は、(2.28)～(2.33)式に述べた繰返しせん断に基づく間げき水圧変化である。

上述したことを再度、まとめて述べれば次のようにある。間げき中に流体を含む土の力学を表現するために必要な項目を一般的に書くと次のとおりである(23, 24)。

- (a) 土の質量保存則(連続式)
- (b) 流体の質量保存則(連続式)
- (c) 土の応力～ひずみ関係
- (d) 流体の応力～ひずみ関係(等方圧～等方体積ひずみ関係)
- (e) 土のつりあい又は運動方程式
- (f) 流体のつりあい又は運動方程式
- (g) 土と流体の相互作用関係
- (h) 土に関する境界条件
- (i) 流体に関する境界条件

ここに、上記の土は、土粒子をいう。

ここでは、本解析において上の諸条件がどのように扱われているかを考察する。

(a)(b)については、土質力学においては、一定の土の質量から成る要素に注目し、その要素への流体の流出入質量のバランスを考えるという方法が通常とられる。数式表現すると、

$$\frac{\partial (\rho_w n)}{\partial t} + \rho_w \nabla \cdot (n \mathbf{v}_w) = 0 \quad \dots\dots\dots (2.50 a)$$

ここに、

ρ_w : 流体の密度

n : 間げき率

$\mathbf{v}$: 間げき流体の真の流速

(2.50 a)式において、間げき流体を非圧縮性とし、又、見かけの流速 $\mathbf{V}_w (= n \mathbf{v}_w)$ を導入すると、次式を得る。

$$\frac{\partial n}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{V}_w = 0 \quad \dots\dots\dots (2.50 b)$$

この式は、重要な関係式の一つであるが、非排水解析のみを考慮した本解析では、間げき流体の土の要素からの移動は考えていないので特に問題とはしていない。

(c)の土の応力・ひずみ関係は、具体的な形としては、様々な形がありうるので、ここでは、本解析で用いた(2.1)式、(2.49)式についてのみ考える。(2.1)式を逆変換した式は(2.48)式で、それを動的解析のときは(2.49)式に補正して用いることになる。このようになる物理的意味は、既に述べたが、ここでは数式表現を試みる。ひずみ増分を応力増分に対して表わすと次のようになる。

$$\{\Delta \epsilon_{ij}\} = [C] \{\Delta \sigma_{ij}\} + \{\Delta \epsilon_{ij}(\Delta \tau)\} \quad \dots\dots\dots (2.51)$$

これは、具体的な形ではないが、右辺の第1項は、有効応力の変化に比例するひずみ増分を表わし、第2項は、第1項に表わされないせん断に起因するひずみ増分を表わす。ひずみ増分の成分は、2次元平面ひずみ問題において、2方向の垂直ひずみと1せん断ひずみである。せん断に起因するひずみ増分にも同種の3つの成分があると見ることもできるが、その内せん断ひずみは、第1項に含めるとして、第2項には、せん断に起因して生ずる垂直ひずみのみが含まれているものとする。等方性を仮定し、又、 x 、 y 軸を基準にとると、(2.51)式は次のように書ける。

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & 0 \\ C_{12} & C_{22} & 0 \\ 0 & 0 & C_{23} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma'_x \\ d\sigma'_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} d\epsilon_{d\tau} \\ d\epsilon_{d\tau} \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2.52)$$

ここで、非圧縮土粒子・間げき流体を仮定し、個々の要素に非排水条件が課せられるとき、
(2.45)式から

$$d\epsilon_v = d\epsilon_x + d\epsilon_y = (C_{11} + C_{12}) d\sigma'_x + (C_{12} + C_{22}) d\sigma'_y + 2d\epsilon_{d\tau} = 0 \quad (2.53 a)$$

を得る。これを書き換えると、間げき水圧 du_d について

$$(C_{11} + 2C_{12} + C_{22}) du_d = (C_{11} + C_{12}) d\sigma_x + (C_{12} + C_{22}) d\sigma_y + 2d\epsilon_{d\tau} \quad (2.53 b)$$

となる。本解析において、動的解析時に間げき水圧を(2.44)式で与えられることとしているのは上の(2.53b)式を陽には用いないで、間接的に考慮していることになる。(2.49)式において考えられている du_d は、上の(2.53b)式によるものであり、したがって、真の応力～ひずみ関係は、(2.52)式のように表わされるべきものである。したがって、(2.52)式の第1項のみを表わすと考えられる(2.48)式は、その意味で不合理なものである。それに対する便法として、(2.52)式の第1項から求まる体積ひずみ(これは(2.53a)式において $2d\epsilon_{d\tau}$ を除いたものに相当する)が、 ≈ 0 となるようにするために、動的解析時には、ポアソン比 $\nu \approx 0.5$ とするという方法をとっている。したがって、(2.48)式に含まれる物理定数の一部(E)は有効応力表示のものでありながら、他のもの(ν)は全応力表示で考えているという厳密には不合理な方法をとっていることになる。

(d)の流体の圧力・体積ひずみ関係は、通常の土質力学では、間げき流体が非圧縮性である。すなわち、無限大の弾性係数をもつものとして処理されている。この限りにおいては、諸式に陽には現われないものである。

(e)(f)の運動方程式は、通常(g)の土と流体の相互作用(例えば相互に両相の相対速度に比例する相互力が作用するといったもの)を含めて表現されることが通常であろう。本解析では、繰返すように、動的解析時には、現象が非排水条件で生ずる。すなわち、土の要素からの間げき流体の流入はないものとしており、土及び間げき流体を合わせた両相を一体として、運動方程式を立てている。

なお、非排水現象として見なせるかどうかは、(f)の流体の運動方程式に依存するものであり、それから求まる流速乃至は間げき流体のひずみ速度が(2.50)式に用いられ、間げき率、すなわち、土の骨格の変形に対する拘束条件となる。一般的には、この $\partial n / \partial t$ と(2.53a)式の $d\epsilon_v$ とが一義的に関係づけられるものである。

このような基本関係式の考察は以上に留めるが、このような考察は本解析を間げき流体の流れがある場合に拡張するときには本質的に重要なものである。

平面ひずみ条件では、加振方向に直角応力 σ_3' は表に出ない。 σ_3' は、等方弾性理論によって他の主応力 σ_1' 、 σ_2' と関係づけることもできるが、ここでは簡略化のために、次の関係を仮定する。

$$\sigma_3' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2'}{2} \dots\dots\dots (2.54)$$

この関係を (2.17) 式に用いると、

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2'}{2} \dots\dots\dots (2.55)$$

となり、(2.16) 式は

$$G_o = \alpha_1 \left(\frac{\sigma_1' + \sigma_2'}{2} \right)^{n_1} \dots\dots\dots (2.56)$$

と書換えられる。

ν 、 E を与える (2.34) (2.35) 式における G 、 K は次のようにして求める。

静的解析においては、荷重は単調増大であるから、 K は、等方圧縮試験結果を

$$K = \alpha_2 (\sigma_m')^{n_2} = \alpha_2 (\sigma_o')^{n_2} \dots\dots\dots (2.57)$$

と表わす。 α_2 、 n_2 は実験定数。

動的解析においては、非排水条件を仮定すると、間げき水圧は単調増大で、 K も等方膨脹試験結果を用いなければならないが、本解析プログラムでは、動的解析時には、一定ポアソン比 ν を使うことにしたため、この K は、使われない。

剛性の異方性の問題

本解析プログラムにおいて、等方性解析を行なうために基本となるせん断剛性を求めるために注目する破壊の仕方、注目応力点については既に述べた。このような一見算数の遊びのようなことにとらわれた出発点は次のようなことである。例えば、水平地盤中のある要素の常時の応力状態は図-2.15(a)(b) のように表わされるであろう。この要素に対して、水平せん断振動が作用する場合 (図-2.15(c)) には、要素内の初期せん断応力は剛性に対して影響しないと考えるのが通常である。一方、この要素に斜めからせん断応力が作用する場合 (図-2.15(d))、鉛直土圧と水平土圧の差に基く斜め方向のせん断応力は、この要素の変形剛性に影響するであろう。このような考え方に基くと、このような要素は方向によって異なるせん断剛性を有することになる。

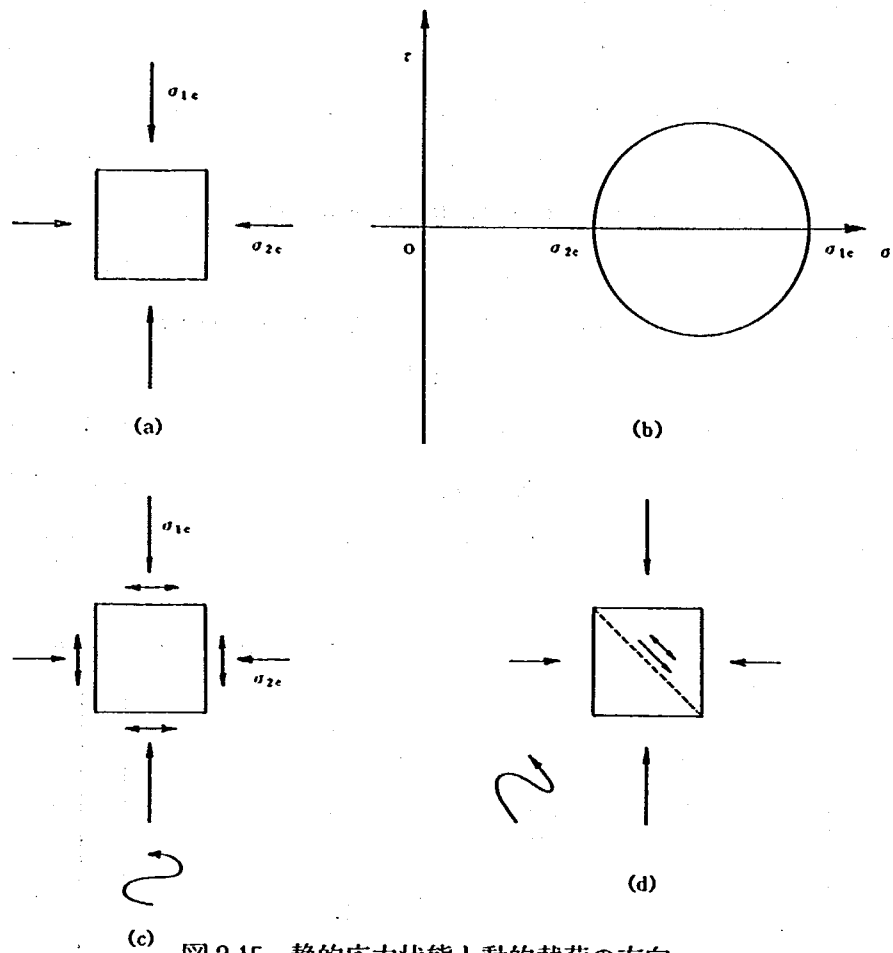


図 2.15 静的応力状態と動的载荷の方向

解析を簡略にする等方性解析では、このような異方性を無視をして、材料を等方性としてモデル化することを試みたものである。このような異方性は（あるとすれば）、応力励起型の異方性であるが、筆者の知る限りでは実測した例はほとんどなく、又、解析的に取扱った例は見られない。土質力学で扱われる地盤の異方性は地層の堆積状況に基く異方性と上述の応力励起による異方性とに分けられるが、前者を対象とした場合、異方性の座標軸が空間に固定されるために、割りと広く面内等方弾性体理論等により取扱われている（25）。すなわち、水平面を等方面として、次の7個の弾性定数を定義する（図-2.16）。

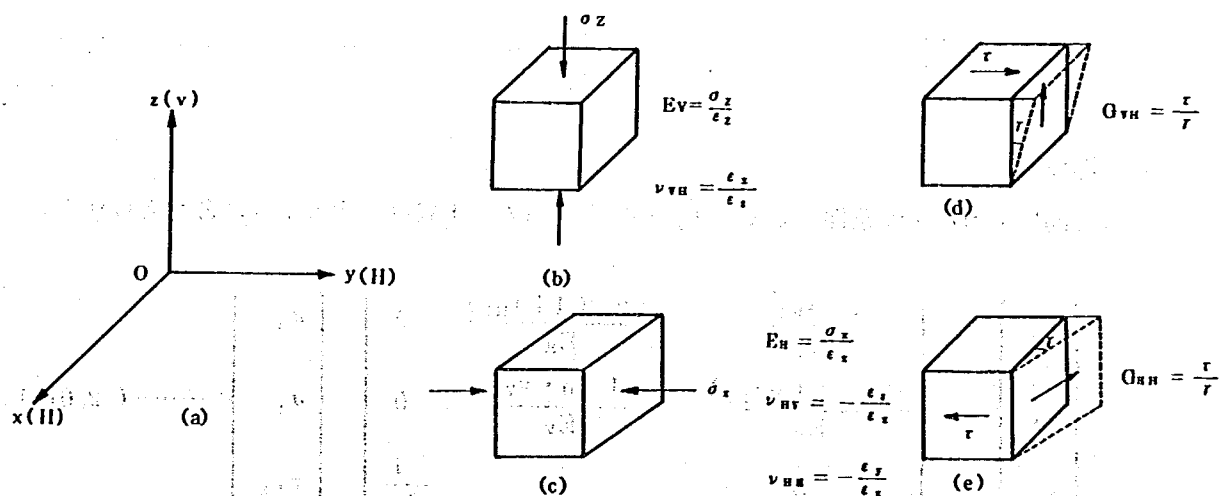


図 2.16 異方弾性体のパラメータの説明図

E_V : 鉛直方向の弾性係数 (図-2.16(b))

E_H : 水平方向の弾性係数 (図-2.16(c))

ν_{HV} : 水平方向の応力 σ_x だけが增加するときのひずみの比
 ϵ_z / ϵ_x (x : 水平, z : 鉛直) (図-2.16(c))

ν_{VH} : 鉛直方向の応力 σ_z だけが增加するときのひずみの比
 ϵ_x / ϵ_z (図-2.16(b))

ν_{HH} : 水平方向の応力 σ_x だけが增加するときのひずみの比
 ϵ_x / ϵ_y (x : 水平, y : 水平) (図-2.16(c))

G_{VH} : 鉛直面内におけるせん断弾性係数 (図-2.16(d))

G_{HH} : 水平面内におけるせん断弾性係数 (図-2.16(e))

これらの定数を用いて3次元の応力～ひずみ関係は、次のように表わされる。

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_H} & -\frac{\nu_{HH}}{E_H} & -\frac{\nu_{VH}}{E_V} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{HH}}{E_H} & \frac{1}{E_H} & -\frac{\nu_{VH}}{E_V} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{HV}}{E_H} & -\frac{\nu_{HV}}{E_H} & \frac{1}{E_V} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{HH}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{VH}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{VH}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad \dots (2.58)$$

ここに用いられた7つの弾性定数について

$$G_{HH} = \frac{E_H}{2(1 + \nu_{HH})} \quad \dots (2.59)$$

$$\frac{\nu_{VH}}{E_V} = \frac{\nu_{HV}}{E_H} \quad \dots (2.60)$$

なる関係がある。

y 方向に平面ひずみ条件として、 $\epsilon_y = 0$ とすると、上式は、次のように書換えられる。

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_z \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1 - \nu_{HH}^2}{E_H} & -\frac{\nu_{HV}(1 + \nu_{HH})}{E_H} & 0 \\ -\frac{\nu_{HV}(1 + \nu_{HH})}{E_H} & \frac{1 - \nu_{HH}^2}{E_V} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{VH}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad \dots (2.61)$$

ここに, $n = E_H / E_V$

これを, $\{\sigma_{ij}\} = (D) \{\epsilon_{ij}\}$ と表わすと,

$$(D) = \frac{E_V}{(1 + \nu_{HH})(1 - \nu_{HH} - 2n\nu_{VH}^2)}$$

$$\cdot \begin{bmatrix} n(1 - n\nu_{VH}^2) & n\nu_{VH}(1 + \nu_{HH}) & 0 \\ n\nu_{VH}(1 + \nu_{HH}) & 1 - \nu_{HH}^2 & 0 \\ 0 & 0 & m(1 + \nu_{HH})(1 - \nu_{HH} - 2n\nu_{VH}^2) \end{bmatrix}$$

(2.62)

ここに, $n = E_H / E_V$, $m = E_{VH} / E_V$

以上に述べたような異方弾性体の場合, 一般面におけるせん断弾性係数は, 異方性の主軸からの傾きによって変化する(26)。異方弾性体理論によるせん断剛性の異方性と, 上に推定したような応力励起型の異方性とは原理的に無関係のものであるが, 現在のところ, 適当な手段がないので, 異方弾性体理論によって, 上の応力依存型異方剛性を解析することを試みた。

図-2.17のような平面ひずみ条件, 応力条件下にある要素の剛性が応力依存型の異方性のも

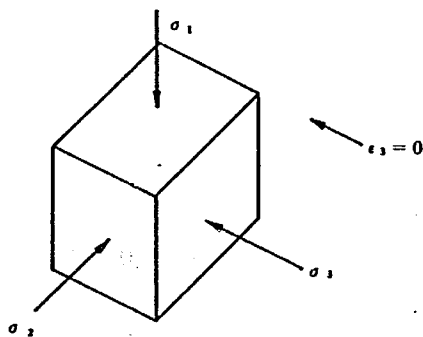


図2.17 平面ひずみ条件

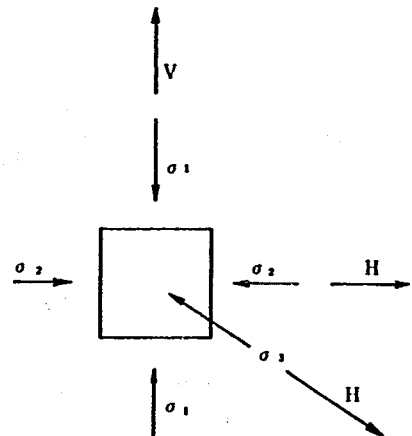
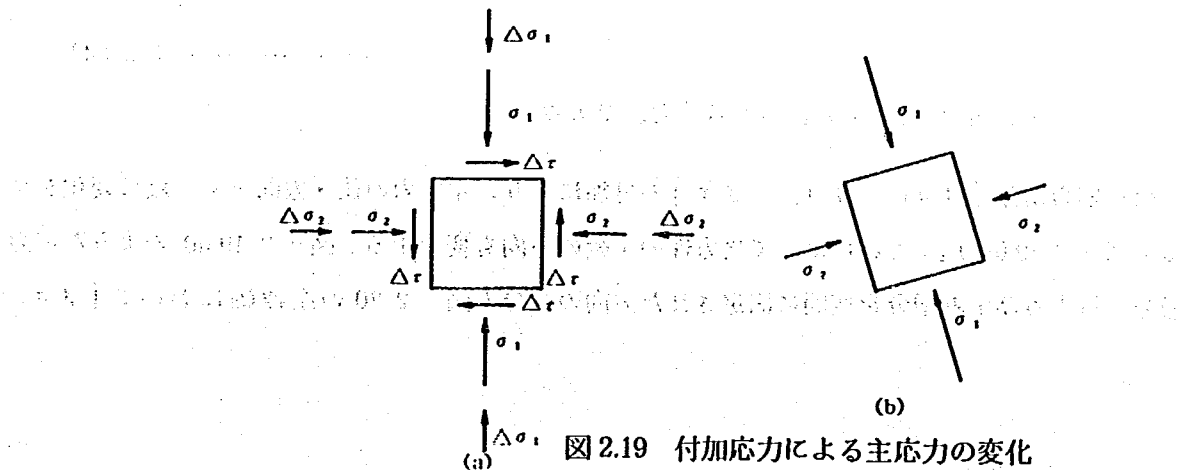


図2.18 異方性の主軸の説明図



のとする。一般に $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ であるから、各主応力方向に異なる弾性定数を有することになるが、(2.51, 52)式で表わされる面内等方性弾性体の平面ひずみ条件下の応力～ひずみ関係式を用いるために、次のように弾性定数を与える。

σ_1 方向弾性係数 : $E_1 = E_V$

σ_2 方向弾性係数 : $E_2 = E_H$

σ_3 方向弾性係数 : $E_3 = E_2 = E_H$

σ_1 の作用面内において σ_2 方向のせん断弾性係数 : $G = G_{VH}$

σ_2 方向の圧縮時における σ_3 方向ひずみと σ_2 方向ひずみの比を表わすポアソン比

$$: \nu_1 = \nu_{HH}$$

σ_1 方向の圧縮時における σ_2 方向ひずみと σ_1 方向のひずみの比を表わすポアソン比

$$: \nu_2 = \nu_{VH}$$

(図-2.18, 16参照)

このような弾性定数の組を有する要素に、図-2.19(a)のような応力変化が加わるときの、応力・ひずみ関係が(2.61, 62)式で表わされるものである。すなわち、

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau \end{Bmatrix} = [D'] \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2.63)$$

$$[D'] = \frac{E_2}{(1+\nu_1)(1-\nu_1-2n\nu_2^2)}$$

$$\cdot \begin{bmatrix} n(1-n\nu_2^2) & n\nu_2(1+\nu_1) & 0 \\ n\nu_2(1+\nu_1) & 1-\nu_1^2 & 0 \\ 0 & 0 & m(1+\nu_1)(1-\nu_1-2n\nu_2^2) \end{bmatrix} \dots\dots\dots (2.64)$$

ここで、 $n = E_1 / E_2$, $m = G / E_2$ である。

微小応力増分 $\{d\sigma_1, d\sigma_2, d\tau\}$ の付加により、主応力の値・方向とも一般に変化をする(図-2.19(b))。これによって異方性の主軸の方向も変化する。図-2.19(a)のような応力増分に対するひずみ増分を空間に固定された方向の成分(図-2.20の座標軸において $\{d\sigma_x,$

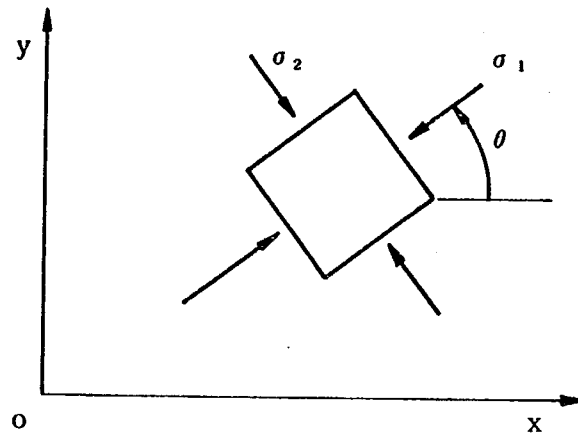


図 2.20 主応力と座標軸

$\{d\sigma_y, d\tau_{xy}\}$, $\{d\epsilon_x, d\epsilon_y, d\gamma_{xy}\}$) に対して表わすためには, 座標変換マトリックス

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2\theta & \sin^2\theta & -2\sin\theta\cos\theta \\ \sin^2\theta & \cos^2\theta & 2\sin\theta\cos\theta \\ \sin\theta\cos\theta & -\sin\theta\cos\theta & \cos^2\theta - \sin^2\theta \end{bmatrix} \dots\dots\dots (2.65)$$

を用いて

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2.66)$$

$$[D] = [T][D'] [T]^T \dots\dots\dots (2.67)$$

と表わす。

さて, この解析プログラムで用いた弾性係数の応力依存性は次のように表わした。

主応力 σ_1 方向の弾性係数

$$E_1 = \left\{ 1 - \frac{R_1 |\sigma_1 - \sigma_2|}{(\sigma_1 - \sigma_2) f_1} \right\} K_1 \sigma_2^{m_1} \dots\dots\dots (2.68)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_2) f_1 = \frac{2c \cos\phi + 2\sigma_2 \sin\phi}{1 - \sin\phi} \dots\dots\dots (2.69)$$

主応力 σ_2 方向の弾性係数

$$E_2 = \left\{ 1 - \frac{R_2 |\sigma_1 - \sigma_2|}{(\sigma_1 - \sigma_2) f_2} \right\}^2 K_2 \sigma_1^{m_2} \dots\dots\dots (2.70)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_2)_{t_2} = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_1 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \dots\dots\dots (2.71)$$

せん断弾性係数

$$G = \alpha_1 \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right)^{n_1} \dots\dots\dots (2.72)$$

(2.72)式は、微小せん断応力レベルのものとなっているが、図-2.19(a)又は、Gの定義より明らかなように、せん断弾性係数Gは、ある主応力面に対する値であるから、せん断応力増分 $d\tau$ が大きいことは主応力面であることと矛盾するためである。

又、(2.68~72)式のように表わした弾性係数は、(2.6, 7)式に述べた Duncan らの式に準じたものである。

水位の考慮

この解析プログラムは、タイトルにもあるように、土構造物、すなわち土をその主たる構成要素とする盛土等の構造物を解析対象とするものであるが、その構成要素の一部を物性パラメータを適合させることによりコンクリート擁壁や鋼矢板等の非土要素にすることも可能である。土あるいは非土要素いずれにおいても、地下水特に自由水面の存在はその力学挙動に大きな影響を与える。ただし、この地下水位の影響は土のように porous で水がその内部にまで浸透し、水圧が内部的に作用する材料と、コンクリート・鋼のように non-porous で水がその内部に達せず水圧がその要素の外部からのみ作用する材料とは区別して考える方がよいであろう。

前者の porous 材料における地下水位の影響は、例えば古典的なすべり面解析法においても見られるように、すべり面に作用する垂直力を土の有効重量（浮力を最初から差引いたもの）を用いて計算する方式と垂直力を土の全重量を用いて計算してから水圧を差引く方式とによることができる。ここでは、次のように処理をしている。まず、動的外力の加わる前の地下水位の影響は、地下水位は水平として、地下水位から一義的に定まる静水圧を、上述した前者の方法、すなわち、地下水面以下の土の単位体積重量を有効重量により計算することにより考慮する。すなわち、そのような計算方式によって定まる（有効）応力によって土の物性が定まるものとして応力・変形解析をすることになる。動的外力によって発生する過剰間げき水圧は、当然等方性のものであるが、これをそれに先立つ時点での土に作用する応力から差引いて、土の物性を計算し、さらに計算を先に進めるということになる。

後者の non-porous 材料の場合には、静的状態での地下水位の影響は浮力を差引くという考

えはとらず、全重量に対して、別途周囲から水圧が分布力として作用するというようにして計算をしている。動的解析のときも同様である。

曲げ要素

前項において述べたようにこの解析プログラムでは、土要素以外にコンクリート・鋼のような材料をその構成要素として解析対象とすることが可能である。しかし、鋼矢板のように幾何学的に、したがって力学的にも通常の有限要素モデル化が不合理、すなわち、各要素については、定ひずみとはできず曲げ特性が卓越するものについては、はりの曲げ（たわみ）の基本方程式を離散的に解くようにした曲げ要素を導入するようになっている。

2-2 パラメータの推定

既に2-1で述べたように、この解析プログラムで用いたモデルは、R-OモデルとH-Dモデルとなっているが、両者の違いは静的なせん断応力～ひずみ関係という骨格を近似する数式の違いであり、それ以上の本質的な差はない。どちらのモデルにおいても、静的変形特性と動的変形特性を表わすパラメータは同じものを用いている。以下にまずR-Oモデル及びH-Dモデルのパラメータの算定法を述べる。この中で、従来多用されている他の解析モデル、すなわち、静的解析においてはDuncan等のモデル、動的解析においては等価線型モデルにおけるパラメータとの関係についても触れる。最後に本プログラムで用いた間げき水圧の発生特性を表わすパラメータの求め方を述べる。

(1) R-Oモデル

R-Oモデルのパラメータを求める方法には次のような方法がある。

- i) 静的骨格曲線が直接又はいくつかの異なった繰返しひずみ振幅試験のループの先端を結んで得られる場合（図-2.21）。

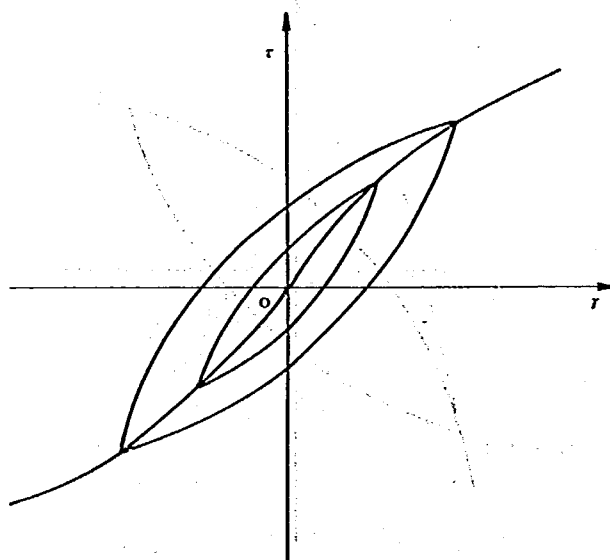


図 2.21 静的骨格曲線

この変形特性は単純せん断のように供試体の平均主応力がほぼ一定と見なされる状態で得られることが望ましい。このとき、(2.16) 式で与えられる G_0 は、一定と仮定される。以下同じ。

R-Oモデルの骨格は $\tau \geq 0$ について次式で表わされる。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} + \alpha \frac{\tau^r}{G_0 \tau_f^{r-1}} \quad \dots\dots\dots (2.73)$$

$$\therefore \left(\frac{d\gamma}{d\tau} \right)_{\tau=0} = \frac{1}{G_0} \quad \dots\dots\dots (2.74)$$

すなわち、 G_0 は微小応力（ひずみ）に対する剛性率である。

(2.73) 式は次のように置き換えられる。

$$\gamma - \frac{\tau}{G_0} = \alpha \frac{\tau^r}{G_0 \tau_f^{r-1}} = \alpha \frac{\tau_f}{G_0} \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^r \quad \dots\dots\dots (2.75 a)$$

$$\therefore \log \left(\gamma - \frac{\tau}{G_0} \right) = \log \left(\alpha \frac{\tau_f}{G_0} \right) + r \log \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right) \quad \dots\dots\dots (2.75 b)$$

したがって、 $X = \tau/\tau_f$ 、 $Y = \gamma - \tau/G_0$ を両対数紙にプロットして、それらを近似する直線を引くことにより Y 切片として、 $\alpha \tau_f / G_0$ 、勾配として r が求まる（ τ_f は静的強度として、 $r \rightarrow$ 大のときの τ として定めておく必要がある）。

ii) あるひずみ振幅におけるヒステリシス・ループが1個描かれている場合（図-2.22）。

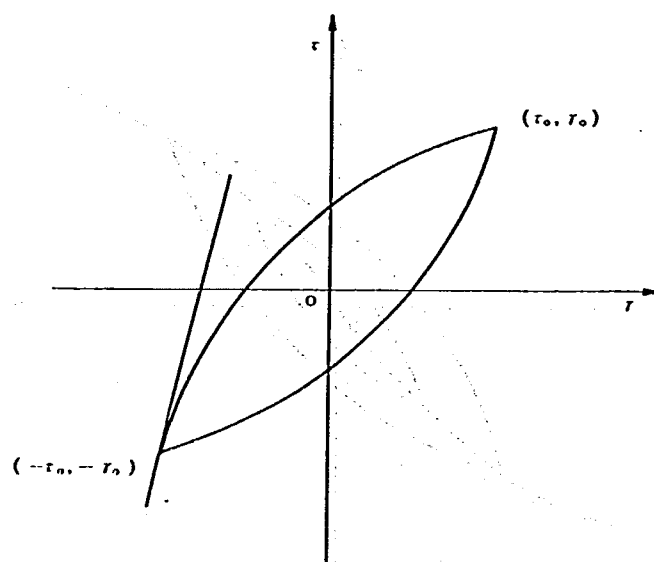


図2.22 ヒステリシス・ループ

(2.15) 式で表わされる増加分枝に注目する。

$\gamma + \gamma_0 = \gamma'$, $\tau + \tau_0 = \tau'$ とおくと (2.12) , (2.15) 式から

$$\gamma' = \frac{\tau'}{G_0} + \frac{\alpha}{2^{r-1}} \cdot \frac{\tau_t}{G_0} \left(\frac{\tau'}{\tau_t} \right)^r$$

$$\therefore \left(\frac{d \gamma'}{d \tau'} \right)_{\tau'=0} = \frac{1}{G_0} \quad \dots\dots\dots (2.76)$$

(2.76) 式より G_0 が求まる。上の γ' , τ' の関係式から、

$$\gamma' - \frac{\tau'}{G_0} = \frac{\alpha}{2^{r-1}} \cdot \frac{\tau_t}{G_0} \left(\frac{\tau'}{\tau_t} \right)^r \quad \dots\dots\dots (2.77 a)$$

$$\therefore \log \left(\gamma' - \frac{\tau'}{G_0} \right) = \log \left(\frac{\alpha}{2^{r-1}} \cdot \frac{\tau_t}{G_0} \right) + r \log \left(\frac{\tau'}{\tau_t} \right) \quad \dots\dots\dots (2.77 b)$$

したがって i) と同様に $X = \tau' / \tau_t$, $Y = \gamma' / G_0$ を両対数紙にプロットして、それらを近似する直線を引くことにより Y 切片として $\alpha / 2^{r-1} \cdot \tau_t / G_0$, 勾配として r が求まる。

iii) 動的変形特性試験結果の通常の方法により $G_{eq} \sim \gamma_0$ なる関係又は図がある場合 (図-2.23) 。

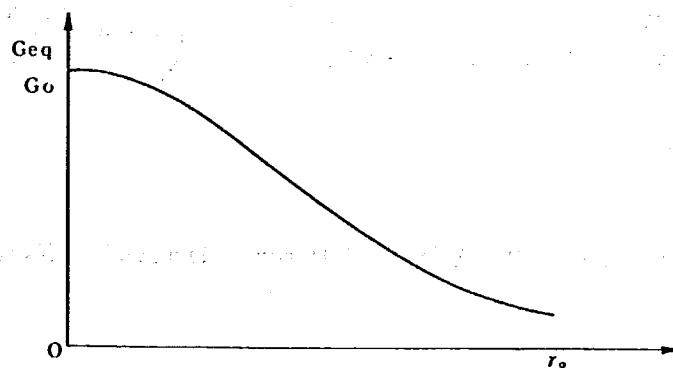


図 2.23 せん断ひずみと等価せん断剛性率

$G_{eq} = \tau_0 / \gamma_0$ ゆえ、(2.12) から、

$$\frac{1}{G_{eq}} = \frac{\gamma_0}{\tau_0} = \frac{1}{G_0} + \frac{\alpha}{G_0} \left(\frac{\tau_0}{\tau_t} \right)^{r-1} \quad \dots\dots\dots (2.78)$$

$$\frac{1}{G_{eq}} - \frac{1}{G_0} = \frac{\alpha}{G_0} \left(\frac{\tau_0}{\tau_t} \right)^{r-1} \dots\dots\dots (2.79 a)$$

$$\therefore \log \left(\frac{1}{G_{eq}} - \frac{1}{G_0} \right) = \log \left(\frac{\alpha}{G_0} \right) + (r-1) \log \left(\frac{\tau_0}{\tau_t} \right) \dots\dots\dots (2.79 b)$$

i), ii) の場合と同様に $X = \tau_0 / \tau_t$, $Y = 1 / G_{eq} - 1 / G_0$ を両対数紙にプロットして、近似曲線を引くことにより Y 切片として α / G_0 , 勾配として $r-1$ が求まる。この iii) の方法は、等価線型モデルにおいて用いられている変形特性と、R-Oモデルのパラメータとを関係づけるものである。

以上のような方法によってパラメータ α , r , G_0 が求まる (τ_t は静的強度として求める)。

このようにして求めた R-Oモデルが、等価線型モデルに用いられている特性とどのような関係にあるかは、動的解析の上では興味深いものである。一旦、R-Oモデルのパラメータが定まれば、それから等価線型モデルにおいて用いられている $G_{eq} \sim \gamma_0$, $h \sim \gamma_0$ なる関係を導くことは容易である。R-Oモデルの骨格を表わす (2.12) 式により、ある τ に対して γ_0 が計算される。この γ_0 と $G_{eq} = \tau_0 / \gamma_0$ を図示することにより、 $G_{eq} \sim \gamma_0$ の関係が得られる。減衰定数 h については、エネルギーの関係式から、次式を得る (21)。

$$\Delta W = \oint \tau d\gamma, \quad W = \frac{1}{2} \tau_0 \gamma_0 \dots\dots\dots (2.80)$$

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{r-1}{r+1} \cdot \alpha \left(\frac{\tau_0}{\tau_t} \right)^{r-1} \bigg/ \left(1 + \alpha \left(\frac{\tau_0}{\tau_t} \right)^{r-1} \right) \\ h_{max} &= \frac{2}{\pi} \cdot \frac{r-1}{r+1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.81)$$

ついでながら (2.78) と (2.80) を合わせて Hardin - Drnevich の導いた次の関係式 (12) が成立することが分る。

$$\frac{G}{G_0} + \frac{h}{h_{max}} = 1 \dots\dots\dots (2.82)$$

等価線型モデルの場合、 $G \sim \gamma_0$, $h \sim \gamma_0$ の関係は独立なものとして与えることが可能であるが、R-Oモデルの場合、 G と h は密接に結びついており、両者を独立するものとする事はできない。

(2) Hardin - Drnevich モデル

H-Dモデルにおいては骨格を双曲線型であるとしている。H-Dモデルのパラメータを求める方法には次のような方法がある。

- i) 静的変形特性が直接又はいくつかの異なったひずみ振幅試験のループの先端を結んで定められる場合 (図-2.21 参考)。

骨格を表わす (2.13) 式は次のように書換えられる。

$$\frac{\gamma}{\tau} = \frac{1}{G_0} + \frac{\alpha}{\tau_f} \cdot \gamma \quad \dots\dots\dots (2.83)$$

したがって、 γ を X 軸、 γ / τ を Y 軸にプロットして、それを近似する直線を引くことにより Y 切片として $1/G_0$ 、勾配として α/τ_f が求まる。

- ii) 動的変形特性試験結果の通常の方法により、 $G_{eq} \sim \gamma_0$ なる関係又は図がある場合 (図-2.23 参考)。

(2.77) 式から

$$\frac{1}{G_{eq}} = \frac{1}{G_0} + \frac{\alpha}{\tau_f} \cdot \gamma_0$$

$$\therefore \frac{G_{eq}}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\alpha G_0}{\tau_f} \cdot \gamma_0} = \frac{\tau_0}{G_0 \gamma_0} \quad \dots\dots\dots (2.84)$$

γ_0 と G_{eq}/G_0 とをプロットした図から、いくつかの点をとることにより α 又は α/τ_f の近似値が求まる。

このモデルを等価線型モデルと比較すると次のようになる。

(2.84) 式により、 $G_{eq}/G_0 \sim \gamma_0$ の関係は容易に書かれる。減衰定数については (2.80) 式を用いて次のとおり。

$$\Delta W = \oint \tau d\gamma = \frac{8}{\alpha} \tau_f \gamma_0 - 4 \tau_0 \gamma_0 - \frac{8}{G_0} \frac{\tau_f^2}{\alpha} \ell_n \left(\frac{G_0 \gamma_0}{\tau_0} \right)$$

$$h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{4}{\pi} \left\{ \frac{\tau_f}{\alpha \tau_0} - \frac{\tau_f^2}{\alpha^2 G_0 \tau_0 \gamma_0} \ell_n \left(\frac{G_0 \gamma_0}{\tau_0} \right) - \frac{1}{2} \right\} \quad (2.85)$$

$$h_{max} = \frac{2}{\pi}$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_r}{G_o} \quad \text{とおくと} \quad \frac{G_o \gamma_o}{\tau_o} = \frac{G_o}{G_{eq}} = 1 + \frac{\alpha \gamma_o}{\gamma_r}$$

$$h = \frac{4}{\pi} \left[\left(1 + \frac{\alpha \gamma_o}{\gamma_r} \right) \left\{ \frac{\gamma_r}{\alpha \gamma_o} - \left(\frac{\gamma_r}{\alpha \gamma_o} \right)^2 \ln \left(1 + \frac{\alpha \gamma_o}{\gamma_r} \right) \right\} - \frac{1}{2} \right] \quad (2.86 a)$$

$$Y = \frac{\alpha \gamma_o}{\gamma_r} \quad \text{とおくと}$$

$$h = \frac{4}{\pi} \left\{ \frac{1}{2} + \frac{1}{Y} - \frac{1+Y}{Y^2} \ln(1+Y) \right\} \quad \dots\dots\dots (2.86 b)$$

(2.79, 80 b) を合わせて

$$\frac{G_{eq}}{G_o} + \frac{h}{h_{max}} = 1 + \frac{2+3Y}{Y(1+Y)} - \frac{2(1+Y)}{Y^2} \ln(1+Y) \quad \dots\dots\dots (2.87)$$

(2.87) 式から分るように、この場合には、Hardin - Drnevich が導いた (2.82) 式は成立しない。しかし、この場合も、R-Oモデルと同じく G と h は密接な関係があり、等価線型モデルのように $G \sim \gamma_o$ 、 $h \sim \gamma_o$ の関係は独立なものとならない。

(3) 他のモデルのパラメータとの関係

(2)において動的解析に用いられる等価線型モデルとの関係について述べたので、次に静的非線型解析においてよく用いられている Duncan らの定式 (以下 Duncan モデルと呼ぶ) と比較しておく。このモデルの誘導過程は省略し、結果のみを引用する。Duncan モデルは材料の変形特性の拠点を通常の三軸試験結果においており、変形係数としては接線ヤング率 E_t 、接線ポアソン比 ν_t を導いている (5, 6)。

$$E_t = \left\{ 1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right\}^2 E_i \quad \dots\dots\dots (2.88)$$

$$E_i = K_{pa} \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad \dots\dots\dots (2.89)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \log \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)}{(1 - d \cdot \epsilon_a)^2} \quad \dots\dots\dots (2.90)$$

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{E_t \left\{ 1 - R_t \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_t} \right\}} \dots\dots\dots (2.91)$$

G, F, d は, 定数。

これを本解析プログラムの H-D モデルと比較してみる。

(2.82) 式に対応して (2.22) 式。

$$G = \left(1 - \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_t} \right| \right)^2 G_0 \dots\dots\dots (2.22bis)$$

(2.83) 式に対応して (2.16), (2.46) 式。

$$G_0 = \alpha_1 (\sigma_m')^{n_1} \dots\dots\dots (2.16bis)$$

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2'}{2} \dots\dots\dots (2.46bis)$$

静的解析の場合, 主応力方向から $(45 + \phi / 2)^\circ$ 傾斜した面での応力・強度を考えるから,
(2.22) は次のように書換えられる。

$$\begin{aligned} G &= \left(1 - \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_t} \right| \right)^2 G_0 \\ &= \left\{ 1 - \alpha \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\sigma_1 - \sigma_2)_t} \right\}^2 \cdot \alpha_1 \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right)^{n_1} \dots\dots\dots (2.92) \end{aligned}$$

今, 等方性としているから

$$E = \alpha (1 + \nu) G = \left\{ 1 - 2 \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\sigma_1 - \sigma_2)_t} \right\}^2 \cdot 2 (1 + \nu) \alpha_1 \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right)^{n_1} \dots\dots\dots (2.93)$$

一方, Duncan モデルの (2.82) 式の場合, 次のようになる。

$$E = \left\{ 1 - R_t \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_t} \right\}^2 \cdot K_{ps} \left(\frac{\sigma_3}{p_s} \right)^n \dots\dots\dots (2.94)$$

(2.93) 式と (2.94) 式が同一の内容を表わすものではないことは明らかである。すなわち,
(2.94) 式においては, 最大主応力の効果は第 1 項にのみ含まれているのに対して, (2.93)
式では第 1 項及び第 2 項に含まれている。言い換えれば三軸圧縮試験等における最大主応力すな

わち軸差応力をこの H-D モデルでは単に軟化傾向を与えるものとしてではなく、拘束圧として硬化特性にも寄与するように見立てていることになる。通常の三軸試験結果から、当モデルのパラメータを求めるべく (2.93) 式のように表現することは、パラメータを求める上でそれほど便利な形ではなく、ほとんどメリットはない。上に述べたことから明らかなように、当モデルと Duncan モデルとでは一見形は似ているが、やはり異なるため完全にその値を合わせることはできない。ただし、(2.93) 式から求まる E_1 すなわち等方状態から出発したときの接続ヤング率を Duncan モデルのそれと一致させるとすると、(2.88) 式において $\sigma_1 = \sigma_2$ とおいて次式を得る。

$$E_1 = 2 (1 + \nu_1) \alpha_1 (\sigma_2)^{n_1} \dots\dots\dots (2.95)$$

Duncan モデルの場合、(2.89) 式から、

$$E_1 = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \dots\dots\dots (2.89bis)$$

大気圧 p_a を kg / cm^2 単位で表わすと、ほぼ 1.0 ゆえ σ_3 , E_1 も kg / cm^2 単位で表わすと (2.89) 式は次のとおり。

$$E_1 = K (\sigma_3)^n \dots\dots\dots (2.89')$$

(2.95) , (2.89') 式から

$$\begin{aligned} 2 (1 + \nu_1) \alpha_1 &= K \dots\dots\dots (2.96) \\ n_1 &= n \end{aligned}$$

(2.96) 式の関係を満たすように、 α_1 , n_1 を選ぶことにより、上記の条件を満たすことになる。但し、繰返して言えば、全区間で両者を完全に一致させることはできない。

(4) 間げき水圧の発生特性

間げき水圧の発生モデルは 2-1 中の物性変化の項で述べた。モデルの基本的形は、単純せん断における非排水静的せん断時の間げき水圧 u を

$$\frac{u}{\sigma_{v_0'}} = \alpha_3 \left(\frac{\tau}{\sigma_{v_0'}} \right)^{n_3} \dots\dots\dots (2.28bis)$$

と表わすことにある。したがって、

$$\log u - \log \sigma_{m0}' = \log \alpha_3 + n_3 (\log \tau - \log \sigma_{m0}') \dots\dots\dots (2.97)$$

となり、これから α_3 , n_3 を求めればよい。

単純せん断試験結果がない場合、平面ひずみ圧縮又は三軸圧縮試験結果を用いることが考えられる。

平面ひずみの場合、 $\sigma_1 \sim u$ 関係が与えられたとして、

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2 \text{ と考えて}$$

$$u - (\sigma_1 + \sigma_2) / 2 \equiv u, (\sigma_1 - \sigma_2) / 2 \equiv \tau$$

として、上述の (2.28) 式にフィッティングすることが考えられる。

三軸圧縮の場合、 $\sigma_1 \sim u$ 関係が与えられたとして、

$$\sigma_m = \sigma_1 / 3 \text{ と考えて}$$

$$u - \sigma_1 / 3 \equiv u, (\sigma_1 - \sigma_2) / 2 \equiv \tau$$

とすることが考えられる。ただし、どちらの方法においても、主応力方向の変化の影響が含まれていないので、余りよい方法とは言えないであろう。モデルに対して原理的な方法ではないが、(2.28) 式を

$$\frac{du}{\sigma_{v0}'} = \alpha_3 \left(\frac{d\tau_d}{\sigma_{v0}'} \right)^{n_3} \dots\dots\dots (2.98)$$

ここに、

$d\tau_d$: 定応力振幅の非排水繰返しせん断試験の応力振幅

du : 上記の試験において1サイクルあたりの間げき水圧の増分

と近似的に書換えて、異なる応力振幅の試験結果からパラメータを推定する方法もありうるかもしれない。

全体として、間げき水圧発生特性は、間げき水圧発生の関数形、モデルパラメータの求め方、さらにはモデル自体について今後の検討が必要な部分である。

3. プログラムの構成

3-1 解析対象及び手法

(1) 解析対象

本プログラムにより次の各ケースを解析対象とすることができる。

- (a) 物性を等方性として静的応力変形解析のみを行なう。物性は、線型・非線型共に可能であるが、非線型として行なうのを原則として、線型は非線型の場合の特殊なデータ例として行なうもの、とする。
- (b) 物性を等方として動的応力変形解析のみを行なう。動性は、線型のみとして、固有値解析及び動的応答解析を行なう。動的载荷に先立つ静的応力・変形状態は計算されていないため、この解析によって求まる応力変形は、動的载荷のみに対するものである。
- (c) 物性を等方として静的及び動的応力変形解析を行なう。この場合、動的解析は、静的解析の結果として得られる応力・変形状態に引続いて生ずる状態を解析するものであり、結果は両者を加えたものとなる。又、動的解析に必要な剛性の初期条件も又、一般に静的解析の結果を踏まえたものとなっている。物性は、線型・非線型ともに可能であるが、非線型として行なうのを原則として、線型は非線型の場合の特殊なデータ例として行なわれる。動的解析において、固有値解析をも、行なうこともできるが、これは、動的解析の初期条件として与えられる剛性を用いた線型解析についてのみである。
- (d) 物性を異方性として（P.28～34 参照）静的応力解析を行なう。この異方性物性は、主応力方向に異方性の主軸を有し、応力依存性を持つ。この場合も、データの選定により線型となる。

さてここで、この解析手法を現実に適用する場合に遭遇するであろう場合を、必要な解析という観点から分類してみる。

- (i) 岩盤の上に盛土をする場合のように土中の静的応力を全部計算により求める場合（図-3.1）

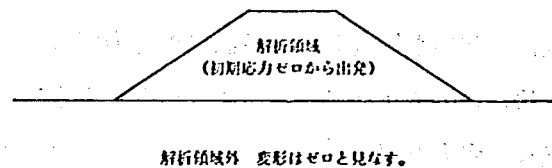


図 3.1 解析領域（全体領域を解析する場合）

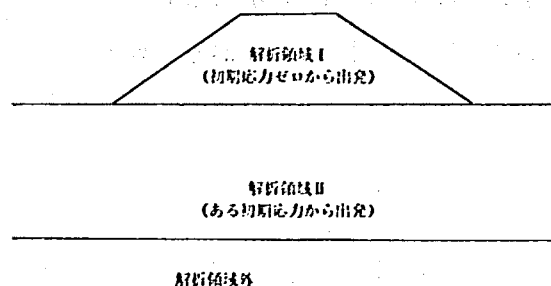


図 3.2 解析領域（部分領域において初期応力条件を与える場合）

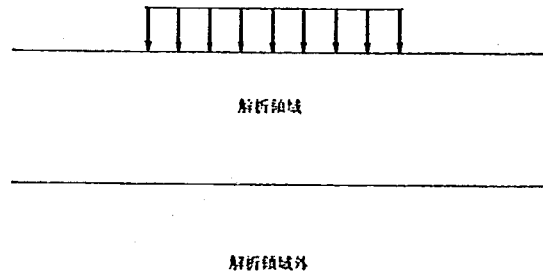


図 3.3 解析領域（外荷重に対して解析する場合）

- (ii) 軟弱水平地盤の上に盛土をする場合のように応力解析の対象となる土の一部（この場合は水平地盤）の初期応力が分っている状態から出発する場合（図-3.2）
- (iii) 解析対象系の自重による応力を無視し、外荷重による応力・変形のみを求める場合（図-3.3）
- (vi) (i) 又は (ii) による静的応力解析を踏まえて、動的応力解析を行なう場合
- (v) 静的応力解析は省略して（これは (ii) の前半部のみと考えることもできる）、動的解析を行なう場合

この内 (ii) のような場合には、次のように、応力状態を上載圧と水平土圧係数 K_0 とを用いて計算をすることにする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_v &= \Sigma \gamma h \\ \sigma_h &= K_0 \sigma_v \\ \tau &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

この K_0 の値は与える。

このような実際問題のケース (i) ~ (ii) と前述した解析対象 (a) ~ (d) との対応を考えると次のようになろう。

(i) の場合、(a) 又は (d) による。

(ii) の場合、(a) を (3.1) 式により多少修正した (a') による。

(iii) の場合、(a) 又は (d) において、解析系の単位体積重量 $\gamma_i = 0$ とする。

(iv) の場合、(c) による。

(v) の場合、(b) 又は、(3.1) 式を全面的に用いた (c) による。

(2) 解析手法の概要

静的解析は、荷重漸増法による非線型解析とする。地震力による動的応答解析は、Newmark の β 法による運動学的仮定を用いた直接積分法により非線型解析を行なう。

有限要素モデルは、定ひずみ三角形要素、及び三角形要素を4つ組合わせて作る任意形状四辺形要素並びにはり要素が扱える。

(3) 静的解析

静的解析においては解析領域の自重及び節点に作用する（静的）集中荷重及びある要素辺に作

用する（静的）分布荷重を荷重として考える。

(i) 解析領域は築堤過程においても全体要素とする。築堤過程は、図－3.4のように、地層を築

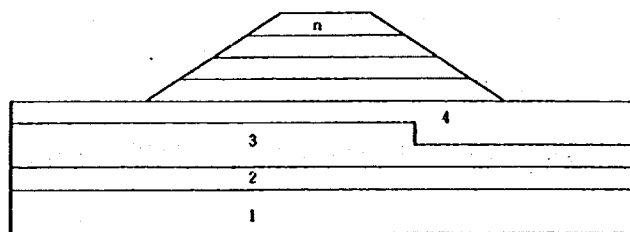
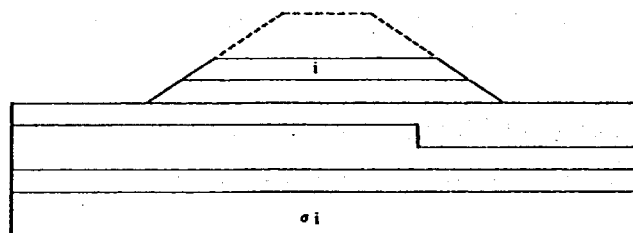
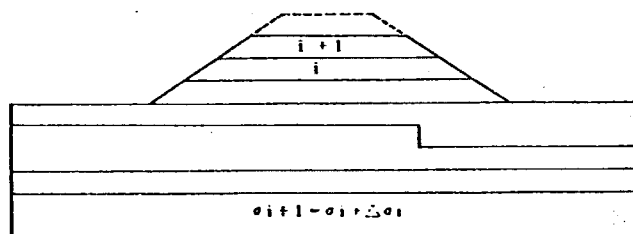


図 3.4 築堤過程における地層分割



(a) 第*i*層まで築堤



(b) 第*i*+1層まで築堤

図 3.5 築堤過程における荷重ステージ

堤段階を表わす何層かに分割する。地層番号は下層から 1, 2, …… , n とする。

- (ii) 築堤過程の各荷重ステージにおいて、載荷される地層より上にある要素に対しては、形は既に存在するものとし、自重はなく、剛性は平面ひずみ要素に対して $E = E_i/1000$, はり要素に対して $E = E/1000000$ として解析する。
- (iii) 上述の各築堤段階の各地層において、各要素の自重は等価な節点荷重に変換して載荷される。
- (iv) 各要素の応力は、各荷重段階において得られる応力増分 $\Delta\sigma$ を逐時加算して求める（図－3.5 (a) (b)）。
- (v) 第 $i+1$ 段階の荷重を載荷する場合には、第 i 段階の荷重載荷によって与えられる応力状態 σ_i によって接線剛性を評価する荷重漸増法を採用している。このひずみ増分及び剛性に対する応力 σ_{i+1} は、真の応力・ひずみ関係からはずれている可能性がある。このため、第 $i+1$ 段階の荷重を載荷する場合、上の応力状態 σ_i と σ_{i+1} の平均応力状態における接線剛性を用いて再度第 $i+1$ 段階の荷重を載荷するという Runge-Kutta の中点法によって誤差の累積を防ぐ（図－3.6）。

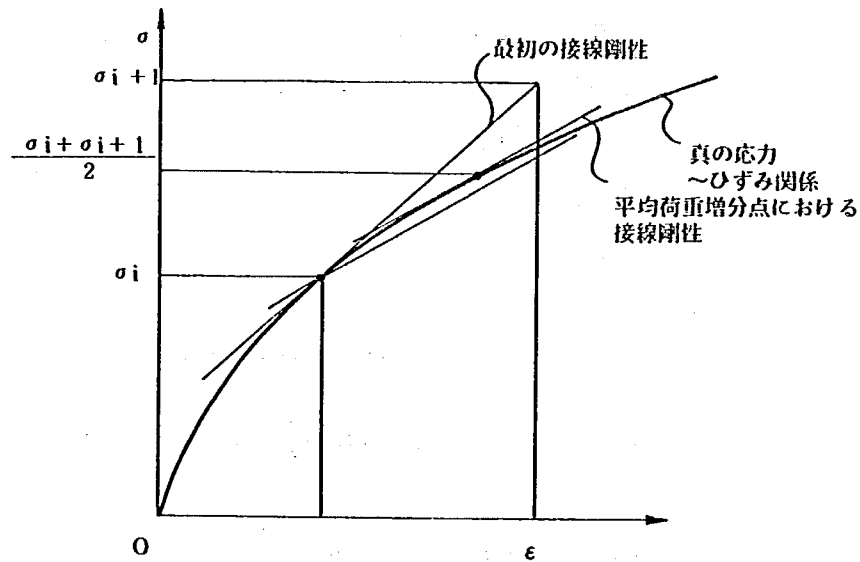


図3.6 Runge-Kuttaの中点法の説明図

- (vi) 又、各荷重段階は、さらに指定する分割数に基く細分割段階载荷により誤差を小さくすることもできる。
- (vii) 自重以外の集中荷重、分布荷重についても (v) の方式を用いることができる。
- (viii) 以上のような段階载荷において、剛性が応力依存型の場合、計算の最初の段階では、すなわち要素に自重又は载荷重が与えられていない状態では、応力依存型の剛性を計算することができない。この場合には、別途、この初期計算だけのために剛性の値を適当に入力する必要がある。この剛性でもって計算された応力に対して所定の剛性算定式により剛性を計算し、再度応力等の計算を行なう。
- (ix) 3-1 (i)(v) に述べたように、解析領域のある物分については、地盤内の初期応力状態が (3.1) 式のような簡単な応力状態にあるものとして地盤内の水平土圧係数 K_0 を与えることによって、これに見合うポアソン比 ν を次式により逆算して

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (3.2)$$

そのステージの载荷時の静的解析を行なう。その結果として (3.1) 式の関係式は厳密には成立しない結果を得る。ひずみは、その領域が既に存在する時点を規準としてゼロとするとようになっている。又、別途与えるポアソン比 ν は、これらの領域以外の領域の载荷が行なわれるときの解析に用いられる。

- (x) 水位面を水平として、水位面以下の水圧分布が静水圧にあるものとして、水位面以下の土要素に対しては、単位体積重量を $\gamma_s - \gamma_w$ として計算を行なう。ただし、地下水面以下の土以外の non-porous 材料については、その部分に外表面から作用する水圧を分布荷重として解析する。

(4) 動的解析

対象構造を有限要素モデル化して運動方程式をマトリックス表示すると次のようになる(27)。

$$[M]\{\Delta \ddot{u}\} + [C]\{\Delta \dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = \{\Delta Q(t)\} \quad (3.3)$$

ここで、 $[M]$ ：質量マトリックス

$[C]$ ：減衰マトリックス

$[K]$ ：剛性マトリックス

$\{\Delta Q(t)\}$ ：外力項ベクトル

$\{\Delta u\}$ 、 $\{\Delta \dot{u}\}$ 、 $\{\Delta \ddot{u}\}$ ：(相対)変位，速度，加速度の増分，次式で表わされる。

$$\{\Delta u\} = \{u\}_{n+1} - \{u\}_n = \{\dot{u}\}_n \Delta t + \{\ddot{u}\}_n \frac{\Delta t^2}{2} + \{\Delta \ddot{u}\} \beta \Delta t^2 \quad (3.4)$$

$$\{\Delta \dot{u}\} = \{\dot{u}\}_{n+1} - \{\dot{u}\}_n = \{\ddot{u}\}_n \Delta t + \{\Delta \ddot{u}\} \frac{\Delta t}{2} \quad (3.5)$$

ただし、

$$\{\Delta \ddot{u}\} = \{\ddot{u}\}_{n+1} - \{\ddot{u}\}_n$$

この β は Newmark によって与えられた時間増分中の加速度の変化の仕方に対応する定数である(28)。

(3.4)式より加速度の増分は次のように求められる。

$$\{\Delta \ddot{u}\} = -\frac{1}{2\beta}\{\ddot{u}\}_n - \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{u}\}_n + \frac{1}{\beta\Delta t^2}\{\Delta u\} \quad (3.6)$$

(3.6)式を(3.5)式に代入すると速度の増分は、

$$\{\Delta \dot{u}\} = \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right)\Delta t\{\ddot{u}\}_n - \frac{1}{2\beta}\{\dot{u}\}_n + \frac{1}{2\beta\Delta t}\{\Delta u\} \quad (3.7)$$

となる。

(3.6)，(3.7)式より $\{\Delta \ddot{u}\}$ および、 $\{\Delta \dot{u}\}$ の値を(3.3)式に代入すると、

$$\begin{aligned} & \left[[K] + \frac{1}{2\beta\Delta t}[C] + \frac{1}{\beta\Delta t^2}[M] \right] \{\Delta u\} \\ &= \left\{ \Delta Q(t) \right\} + [M] \left[\frac{1}{2\beta}\{\ddot{u}\}_n + \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{u}\}_n \right] + [C] \left[\frac{1}{2\beta}\{\dot{u}\}_n + \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \Delta t \{\ddot{u}\}_n \right] \end{aligned} \quad (3.8)$$

方程式(3.8)式より、変位増分 $\{\Delta u\}$ を求めることができる。

$\{\Delta u\}$ が求まると、その時間間隔の終りにおける変位は、

$$\{u\}_{n+1} = \{u\}_n + \{\Delta u\} \quad (3.9)$$

また、速度は(3.7)式より、

$$\begin{aligned} \{\dot{u}\}_{n+1} &= \{\dot{u}\}_n + \{\Delta \dot{u}\} \\ &= \frac{1}{2\beta\Delta t} \{\Delta u\} + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right) \{\dot{u}\}_n + \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \Delta t \{\ddot{u}\}_n \dots\dots\dots (3.10) \end{aligned}$$

同時刻における加速度は、

$$\{\ddot{u}\}_{n+1} = \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right) \{\ddot{u}\}_n - \frac{1}{\beta\Delta t} \{\dot{u}\}_n + \frac{1}{\beta\Delta t^2} \{\Delta u\} \dots\dots\dots (3.11)$$

となる。次に、(3.9)(3.10)(3.11)式を初期条件として、次の時間間隔における応答を求め、逐時解析してゆく。

ここで、減衰マトリックス〔C〕に関連して若干述べる。

振動する土構造物において減衰を生ずる要因にはいくつかのものがあ、明確な区分が難しい場合があるが、例えば次のような分け方が可能であろう。

(i) 動的荷重に対する材料の減衰特性に依存するもの。

(i-a) 速度依存型、粘性減衰等。

(i-b) 速度非依存型履歴減衰と呼ばれる。

(ii) 対象構造物の置かれている振動系の境界条件に依存するもの。

これは、振動解析の対象とする構造物系の寸法・物性が同じであっても、その系と解析対象外領域との振動エネルギーの収支の条件により、振動系の振動が異なることを意味しており、通常用いられる逸散減衰とほぼ同義と思われる。

ここで、若干考察をしたいのは主として(i)に属するものである。通常運動方程式として、(3.3)式のもの取扱われる。その場合に考慮されている物性は、主として弾性であり、それにもかかわらず振動時には速度に比例する粘性減衰があるとして、(3.3)式のように表わされる。このことは、動的荷重に対して材料としての土が示す減衰特性を粘性的なものとして運動方程式に組入れたことと同一ではなく、その物理的意味は明確ではない。しかし、このような形で振動時の減衰特性が組入れられたとすると、それは以後の計算過程を非常に容易なものとするとは言うまでもない。そこで、この形の減衰の物理的意味をできるだけつけるために次のように考えることにする(以下の説明は文献(29)に負うところが多い)。

振動時の構造物の減衰を次の二つに分ける。

- ┌ 静止点から作用する減衰
- └ 振動している構造物(又は材料)内部での減衰(前述した(i))

前者を粘性減衰力、後者を構造減衰力と呼ぶ。ここで、少しまぎらわしいが、簡便のため両者とも速度に比例する力、すなわち粘性的と考えるのである。ただし、前者は通常速度、後者は材料内部での減衰であるからひずみ速度にそれぞれ比例すると考えるのである。このように割切ると、減衰マトリックスは次のように書ける。

$$[\text{減衰マトリックス}] = [\text{粘性減衰マトリックス}] + [\text{構造減衰マトリックス}]$$

そして、詳細な説明は省略するが、

粘性減衰マトリックスは質量マトリックスに似ている（形式的に）

構造減衰マトリックスは剛性マトリックスに似ている（形式的に）

ことが導かれる。したがって、一般的には減衰マトリックス〔C〕を次の形で表わすようにしておく。

$$〔C〕 = \alpha_0〔M〕 + \alpha_1〔K〕 \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

この形の減衰を Rayleigh 減衰ともいう。

以上に述べた減衰では、材料内部の減衰を速度に比例するという粘性減衰をその機構と考え、上のようにその特性を減衰マトリックス〔C〕に反映させている。

一方、土のような材料に動的載荷を行なうと載荷と除荷のときに変形量が異なる、すなわち履歴特性があるということを大きくとりあげているのが本解析における大きな特徴であるが、この場合には、この履歴性がエネルギーの逸散すなわち減衰に結びついていることは言うまでもない。しかし、これも又言うまでもないが、その減衰効果は、剛性マトリックスの履歴性により生ずるものであり、上述した減衰マトリックスとは無関係なものである。言いかえれば、減衰マトリックスを0にしてもエネルギー消散、すなわち、減衰は生じうるのである。

しかし、このプログラムでは、1つのオプションとして、上述した Rayleigh 型減衰も考慮できるように定式化されている。この場合、計算に必要なデータは α_0 、 α_1 であり、これらを求める一つの便法として、実験その他の情報から包括的な減衰定数 h が得られているものとするれば、表-3.1のような方法が可能である(30)。

表-3. 1 Rayleigh 減衰のパラメータ α_0 、 α_1 を求める方法

タイプ	減 衰 定 数	〔C〕 = $\alpha_0〔M〕 + \alpha_1〔K〕$
1	h	$\alpha_0 = 2 h \omega_1$ $\alpha_1 = 0$
2	h	$\alpha_0 = 0$ $\alpha_1 = \frac{2 h}{\omega_1}$
3	h_1, h_2	$2 h_1 \omega_1 = \alpha_0 + \alpha_1 \omega_1^2$ $2 h_2 \omega_2 = \alpha_0 + \alpha_1 \omega_2^2$

から α_0, α_1
を求める

ω_1 : 1 次の固有円振動数

ω_2 : 2 次の固有円振動数

(5) 解析モデルの制限

現在のプログラムに設定された数値等により、解析モデルに対して課せられる制限条件は次のようである。

物理定数の種類数	20	種 類
(i) 静的解析		
節 点 数	400	節 点
要 素 数	600	要 素
バンド巾 (要素を構成する節点の最大節点番号差)	25	
荷重ステージ数	20	ス テ ー ジ
(ii) 動的解析		
節 点 数	200	節 点
要 素 数	300	要 素
バンド巾	15	
計算ステップ数	2000	ス テ ッ プ
固有振動モード数	20	次

3-2 プログラムの流れ

今回開発したプログラムは、前述したような物性を持つ構造系の応力・変形解析プログラムであり、その全体名称を SADAP-1 (Static And Dynamic Analysis Program of Earth Structure with Non-Linear Characteristics Version-1) とした。この SADAP の主たるフローチャートは、図-3.7 のようであり、その構成は、大別して入力データの読み込みを行なう SADAP 10, 静的解析を行なう SADAP 20, 動的解析を行なう SADAP 30, 動的応答値リストを出力する SADAP 40, の 4 個のサブプログラムから成る。これらのプログラム SADAP 10, 20, 30, 40 のサブルーチンによりプログラムの構成を図-3.8 に示す。これらのプログラム、サブルーチンの概要を表-3.2 にまとめる。

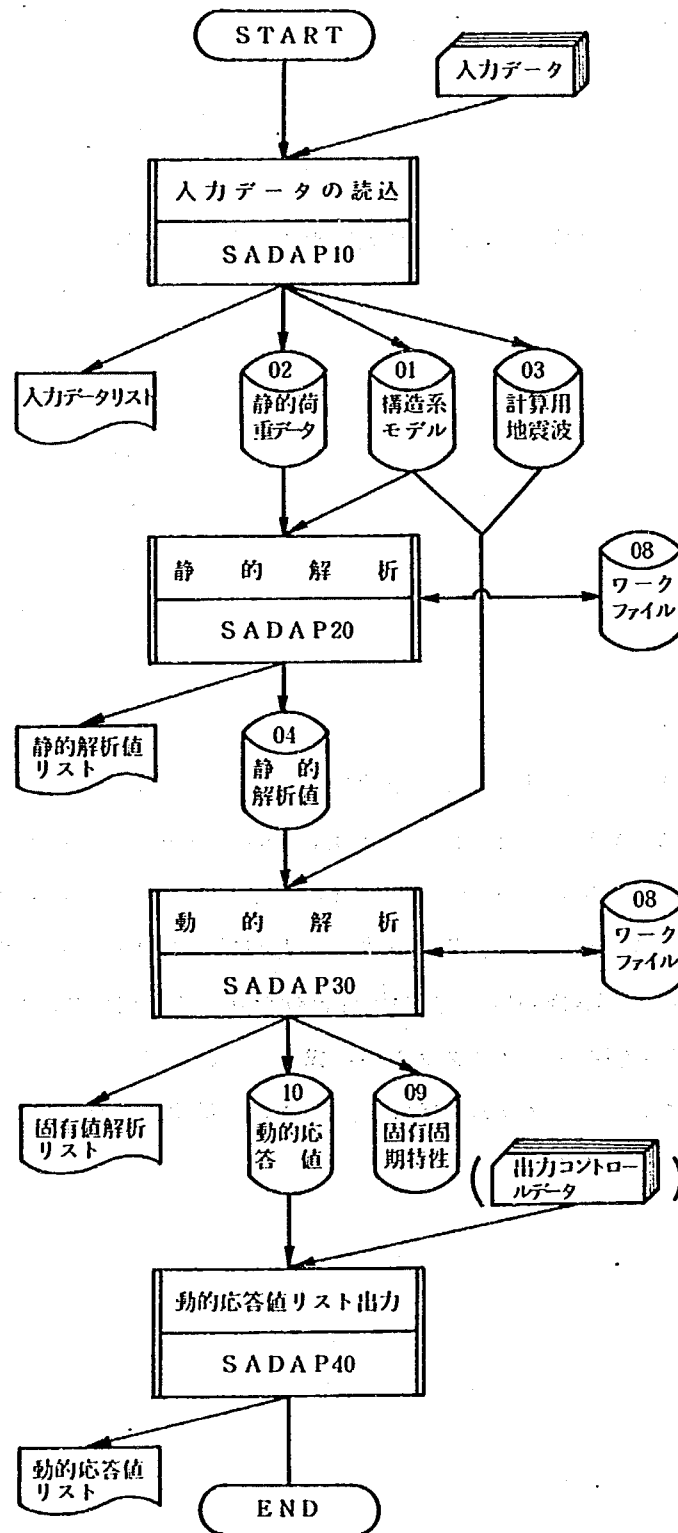
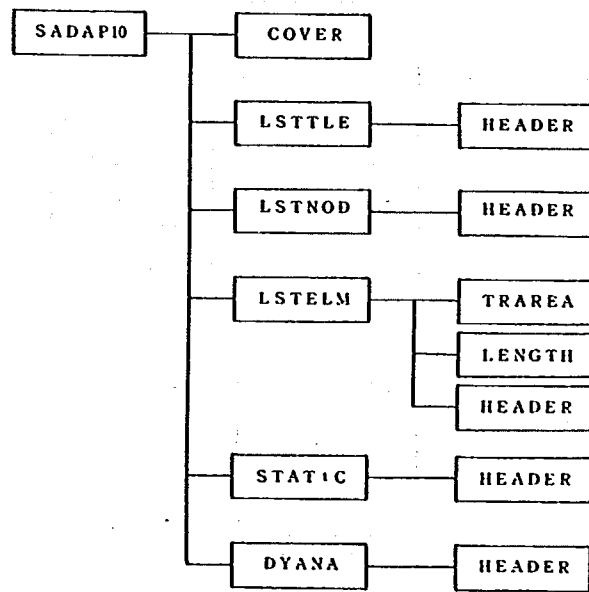
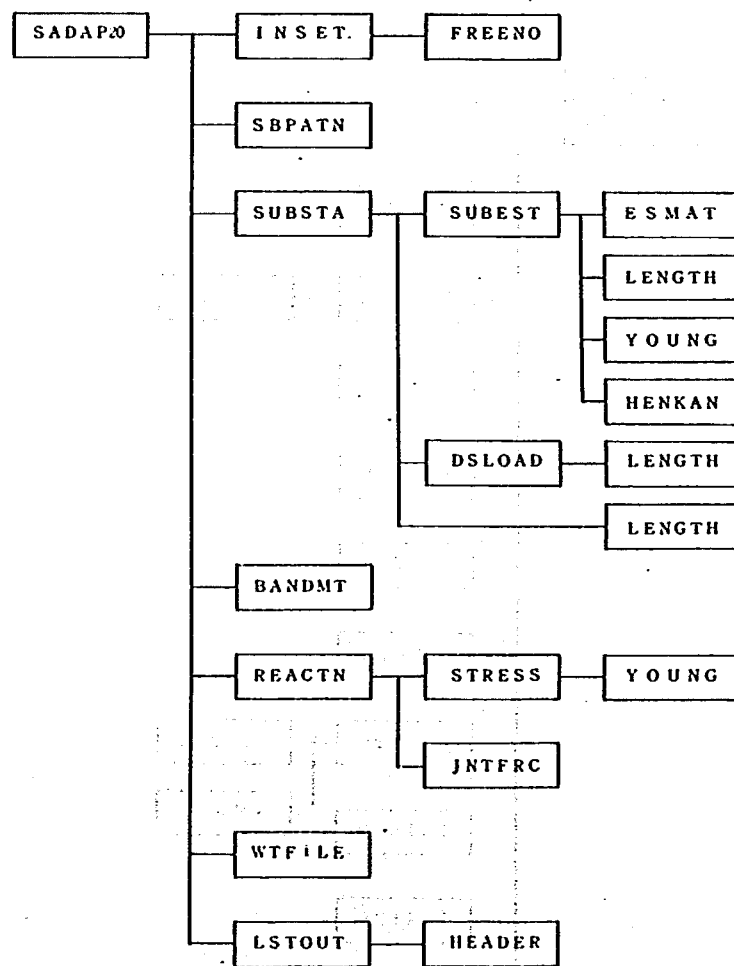


図 3.7 SADAP のフローチャート

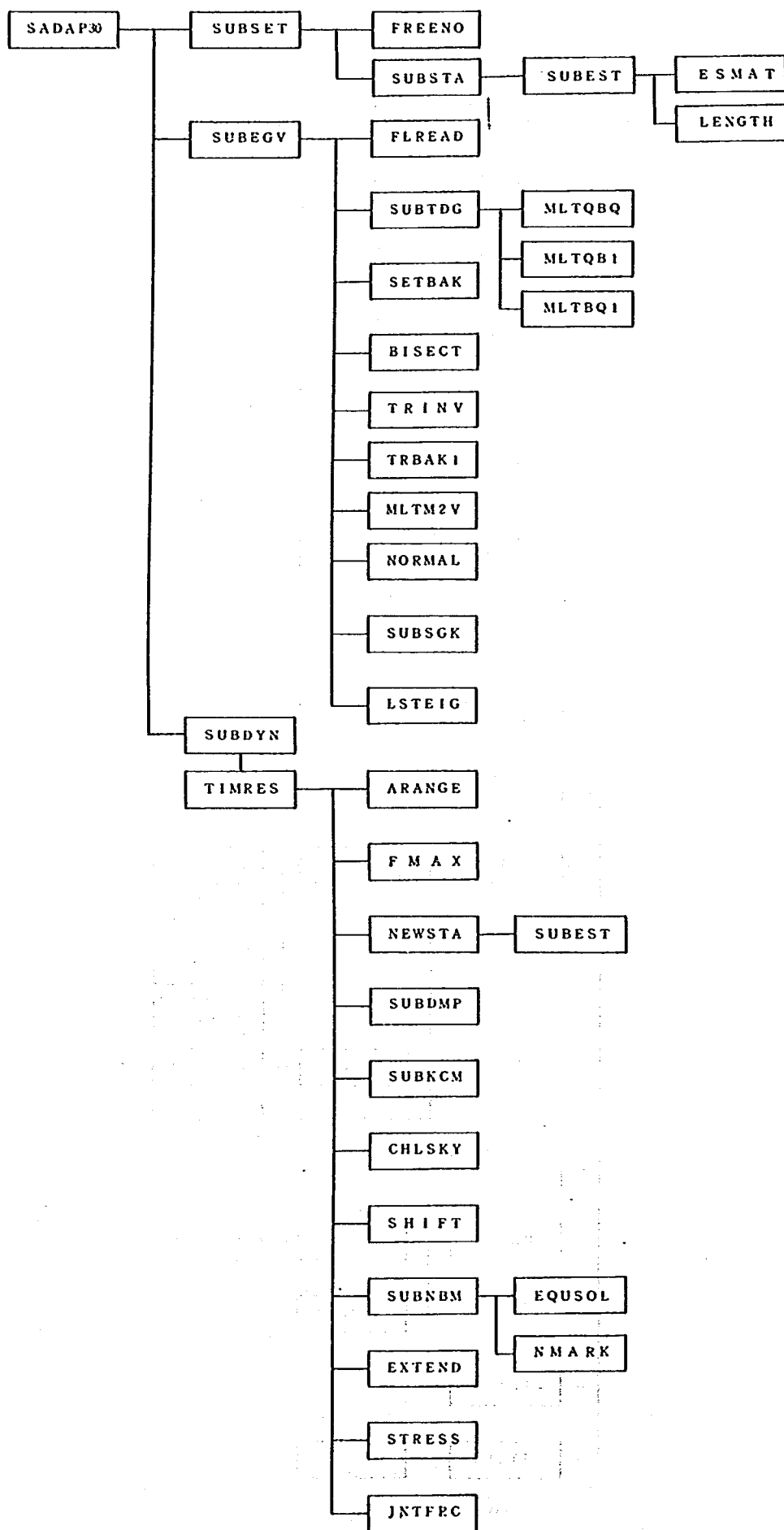


(a) SADAP10



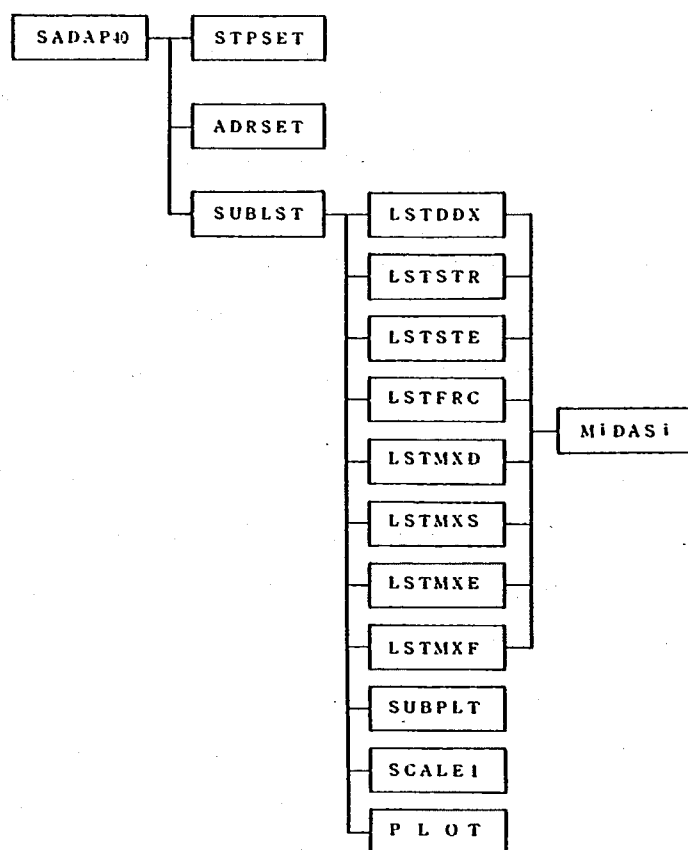
(b) SADAP20

図3.8 プログラムのサブルーチン構成



c) SADAP30

図3.8 プログラムのサブルーチン構成



(d) SADAP10

図3.8 プログラムのサブルーチン構成

表-3.2 プログラム、サブルーチンの概要

No.	プログラム、サブルーチン名	内 容 の 説 明
I	SADAP 10	入力データを読み込み、入力データリストの出力、構造系モデルファイル、静的荷重データファイル、計算用地震波ファイルの作成を行なう。
1.	COVER	解析結果出力リストの表紙を印刷する。
2.	HEADER	ページ改えを行ない、各ページの見出しを印刷する。
3.	LSTTLE	解析名（タイトル）、解析方法（静的、動的、静的+動的、異方静的、線型、非線型、固有値解析）、材料特性（R-Oモデル、H-Dモデル、材料定数の組数、材料定数データ）を読み込み、リストに出力し、構造系モデルデータファイルを作成する。
4.	LSTNOD	節点データ（節点数、節点番号、節点座標、静的拘束条件、動的拘束条件、付加質量）を読み込み、リストに出力し、構造系モデルデータファイルを作成する。
5.	LSTELM	要素データ（要素数、要素番号、要素種別、構成節点番号、材料定数番号）を読み込み、下記の TRAREA、LENGTH の結果も含め、リストに出力し、構造系モデルデータファイルを作成する。
6.	TRAREA	三角形要素の面積を計算する。
7.	LENGTH	はり要素の長さを計算する。

№	プログラム、サブルーチン名	内 容 の 説 明
8.	STATIC	静的解析用データ（全載荷段階数、水位、水の単位体積重量、載荷段階番号、各載荷段階に含まれる要素、集中荷重、分布荷重、水圧）を読み込み、リスト出力し、静的荷重データファイルを作成する。
9.	DYANA	動的解析を行う場合に必要地震波データ（計算ステップ数、計算時間ピッチ、地震波データ）を読み込み、リストに出力し、計算用地震波ファイルを作成する。
II	SADAP20	静的解析を行ない、静的解析結果リストの出力、静的解析値ファイルを作成する。
10.	INSET	構造系モデルファイル、静的荷重データファイルから、入力データを読む。節点力、節点変位、要素内応力、要素内ひずみ、はり要素の材端断面力の領域を0クリアする。静的解析を行なう場合、下記の FREENO により、節点の自由度表を作成する。
11.	FREENO	自由度表を作成するとともに、最大自由度数、バンド幅を求める。
12.	SBPATN	各荷重段階の構造系を構成する要素・節点表を作成する。
13.	SUBSTA	下記の SUBEST によって求めた要素剛性マトリックス〔 k_e 〕から全体剛性マトリックス〔 K 〕を作成する。荷重ベクトルを作成する。分布荷重を等価な節点集中荷重に変換するのは下記の DSLOAD による。
14.	SUBEST	三角形要素、四辺形要素、はり要素の剛性マトリックスを作成する。
15.	ESMAT	応力・ひずみマトリックスを用いて、三角形の要素剛性マトリックスを作成する。
16.	YOUNG	異方性解析の場合に、主応力方向の接線弾性係数を計算する。
17.	HENKAN	異方性解析の場合に、主応力方向の応力・ひずみマトリックスを全体座標系に変換するマトリックスを作成する。
18.	LENGTH	2 節点間の距離及び、方向余弦を求める。
19.	BANDMT	バンドマトリックス法により、連立方程式を解き、節点変位を求める。
20.	REACTN	節点変位増分から、節点反力を求め、平面ひずみ要素の場合、下記の STRESS により、要素内応力・ひずみを求め、はり要素の場合、下記の JNTFRC により、材端断面力を計算する。
21.	STRESS	平面ひずみ要素の場合、節点変位から要素内ひずみを求め、それから、応力を求める。
22.	JNTFRC	はり要素の場合、節点変位から、材端断面力を計算する。
23.	WTFIELD	計算された節点力、節点変位、要素内応力、ひずみ、材端断面力を静的解析値ファイルに格納する。
24.	LSTOUT	静的解析値リストを作成する。
25.	HEADER	静的解析値リストの見出しを印刷する。

No	プログラム サブルーチン名	内 容 の 説 明
III	SADAP 30	固有値解析，動的応答解析を行ない，固有値解析リストの出力，固有周期特性ファイル，動的応答値ファイルの作成を行なう。
26.	SUBSET	構造系モデルデータファイルから読込んだ構造系モデルデータと，静的解析値ファイルから読込んだ最終荷重載荷後の静的解析値の応力・変形状態から，剛性マトリックス〔K〕及び質量マトリックス〔M〕を作成する。これは下記の SUBSTA によりなされる。又，動的解析のための自由度表を作成する。これは下記の FREENO による。
27.	SUBSTA	下記の SUBEST によって求めた要素剛性マトリックス〔ke〕から全体剛性マトリックス〔K〕を作成する。質量マトリックス〔M〕を作成する。
28.	SUBEST	はり要素，三角形要素，四辺形要素の剛性マトリックス〔ke〕を作成する。
29.	ESMAT	SADAP 20 のサブルーチン ESMAT と同じ (15)
30.	LENGTH	SADAP 20 のサブルーチン LENGTH と同じ (18)
31.	FREENO	SADAP 20 のサブルーチン FREENO と同じ (11)
32.	SUBEGV	Givens-Householder 法により固有値解析を行なう。このために，下部サブルーチン FLREAD, SUBSTG, MLTQBBQ, MLTQBI, MLTBQI, SETBAK, BISECT, TRINV, TRBAK1, MLTM2V, NORMAL, SUBSGK, LSTEIG を用いる。これらのサブルーチンの役割については説明を省略する。
33.	SUBOYN	与えられた構造系に対し地震応答解析を行なう。ワークファイルにより，モデルの大きさを読込み，作業領域を各変数に分割する。主内容は，下記の TIMERS によってなされる。
34.	TIMERS	地盤の動的応答特性を非線型履歴型モデルとし，ニューマークの β 法で動的応答値を逐時計算する。
35.	ARANGE	地震波の入射方向を考慮して，各節点の入力加速度を設定する。
36.	FMAX	応答変位，加速度，応力，ひずみの最大応答値を求める。
37.	NEWSTA	動的載荷過程中的の応力状態に対して，下記の SUBEST により要素の剛性マトリックス〔ke〕を求め，さらに全体系の剛性マトリックス〔K〕を求める。
38.	SUBEST	平面ひずみ要素及びはり要素の剛性マトリックス〔ke〕を求める。
39.	SUBDMP	レーリー減衰により，剛性マトリックス〔K〕，質量マトリックス〔M〕から，減衰マトリックス〔C〕を求める。
40.	SUBKCM	剛性マトリックス〔K〕，質量マトリックス〔M〕，減衰マトリックス〔C〕から， $[K] + \frac{1}{2\beta\Delta t} [C] + \frac{1}{\beta\Delta t^2} [M]$ を計算し，〔K〕の領域に格納する。

No	プログラム、サブルーチン名	内 容 の 説 明
41.	CHLSKY	正定値対称マトリックスをコレスキー分解する。これは、上述のマトリックス $[K] + \frac{1}{2\beta\Delta t}[C] + \frac{1}{\beta\Delta t^2}[M]$ に対して用いられる。これは、後述のように、運動方程式を変形した変位増分 Δu に関する方程式を解くために用いられる。
42.	SHIFT	次の計算ステップのための準備として、計算された応答変位、速度、加速度 u_{n+1}, $\dot{u}_{n+1}$, $\ddot{u}_{n+1}$ 及び入力加速度 $\ddot{a}_{n+1}$ を所与の量として u_n, $\dot{u}_n$, $\ddot{u}_n$, $\ddot{a}_n$ の領域に格納する。
43.	SUBNBM	運動方程式に対してニューマークの β 法を用いて導いた変位増分 Δu に関する方程式を解く。ここで、下記の EQU SOL において、コレスキー分解された係数マトリックスから未知数を求める。又、NMARK において、計算された応答変位増分から、応答変位、速度、加速度を求める。
44.	EQU SOL	コレスキー分解された行列 $[u]$ から、未知数 $\{d\}$ を計算する。 $[K]\{d\} = [u]^T[u]\{d\} = \{F\}$
45.	NMARK	計算された応答変位増分と、第 n ステップにおける応答値から、ニューマークの β 法により、第 $(n+1)$ ステップにおける応答変位、速度、加速度を求める。
46.	EXTEND	自由度を有する節点に対し得られた応答値を、全節点に対する応答値の組とする。
47.	STRESS	計算された節点の変位増分から、各要素のひずみ増分、応力増分を計算し、次いで、累積応力、累積ひずみ、間げき水圧増分、累積間げき水圧を求める。又、応力状態が履歴曲線上の何処に位置するかを判断し、除荷状態に移行する場合には反曲点応力を格納する。
48.	JNTFRC	はり要素について、材端変位から材端断面力を求める。
IV	SADAP 40	出力コントロールデータから、時系列応答値リスト、最大応答値リスト及び時系列応答値プロット出力リストを作成する。
49.	STPSET	出力コントロールデータから、出力指定時刻を読み込むが、出力開始・終了時刻、出力時間ピッチデータから、出力時刻をステップ番号に変換する。
50.	ADRSET	時系列応答値プロット出力リストのコントロールデータを読み込み、それに必要な領域を設定する。
51.	SUBLST	時系列応答値ファイルを読んで、種々のリスト作成サブルーチンを呼び出し、指定リストを作成する。リストを作成するための下部サブルーチンとして LS-DDX, LSTSTR, LSTSTE, LSTFRC, LSTMXD, LSTMXS, LSTMXE, LSTMXF, SUBPLT, SCALE1, PLOT がある。これらのサブルーチンの役割については説明を略する。

4. 解 析 例

4-1 静 的 解 析

等方非線型性盛土の応力解析

本解析プログラムの静的解析機能を調べるために、同様の手法によって Duncan らによって解析

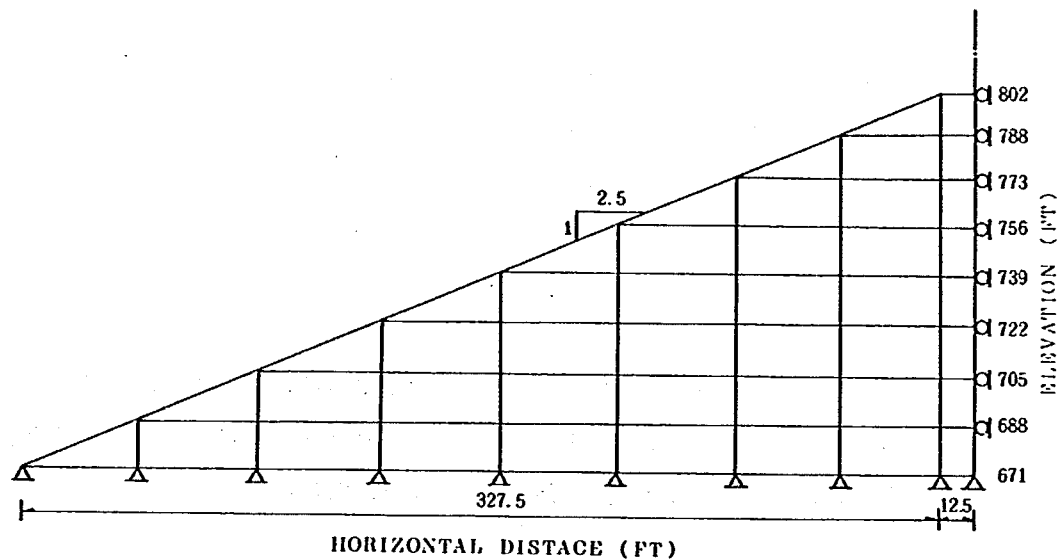


図 4.1 Otter Brook ダムの有限要素モデル (31)

されたフィルダムの例 (図- 4.1 (31)) を解析した。

p. 40 ~ 42 において述べたように静的解析モデルにおいて Duncan らのモデルと本解析プログラムのモデルは少し異なる。原解析例において用いられたパラメータは表- 4.1 (a) のようである。こ

表 4. 1

(a) 原解析に用いたパラメータ ()

土質パラメータ	記 号	値
単 体 重 量	r_t	$140 \text{ lb/ft}^3 = 2.24 \text{ t/m}^3$
粘 着 力	C	$1.08 \text{ t/ft}^2 = 10.5 \text{ t/m}^2$
摩 擦 力	ϕ	14°
弾性係数定数	K	40
” 指数	n	0.48
破 壊 比	R_r	0.68
ポアソン比	G	0.43
パラメータ	F	- 0.05
	d	0.60

(b) 本解析に用いたパラメータ

土質パラメータ	記 号	値
単 体 重 量	γ_t	2.24 t/m ³
粘 着 力	C	10.5 t/m ²
摩 擦 力	ϕ	14°
弾性係数定数	α_1	46.3
" 指数	n_1	0.48
破 壊 比	α	0.68
ポアソン比	ν_s	0.43

のパラメータから本解析プログラムにおけるパラメータの推定方法は(2.90)式に述べた。その結果を表-4.1(b)に示す。解析結果の比較を図-4.2~4.5に示すが、ほぼ一致していると言ってよいであろう。微妙な違いは、ポアソン比等の影響によるものと思われる。

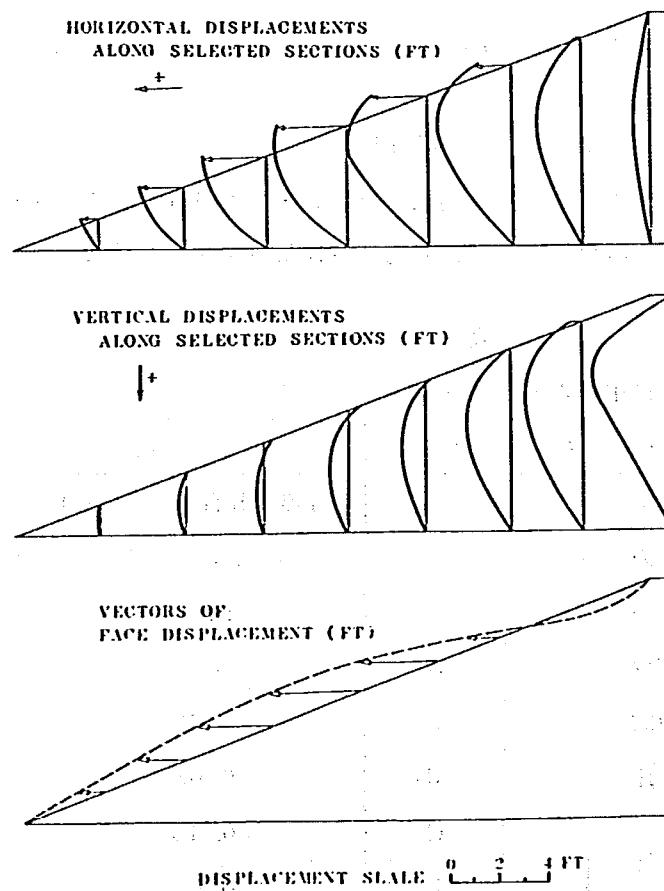


図4.2 原解析におけるOtter Brook ダムの変位 (31)

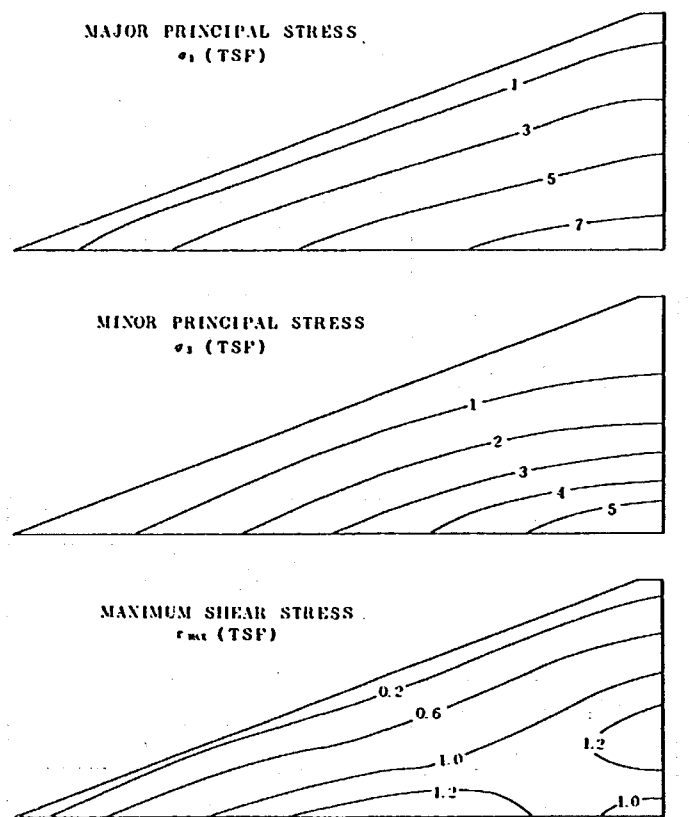
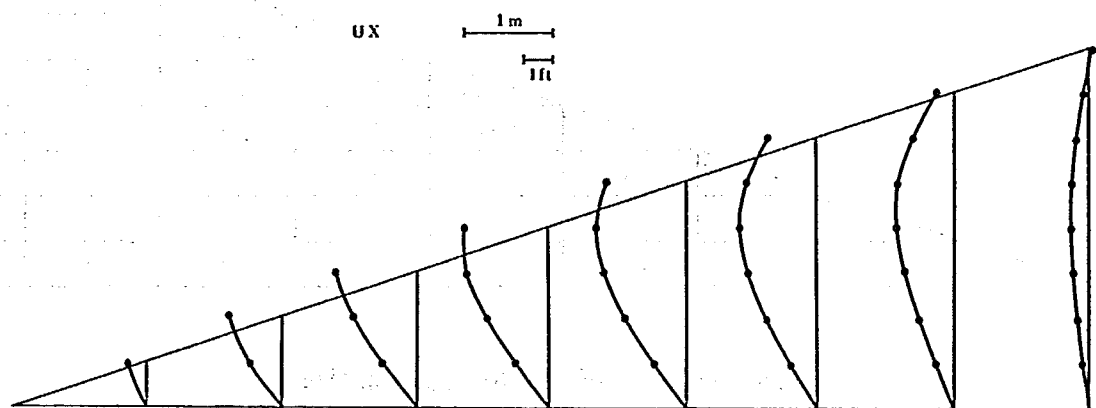
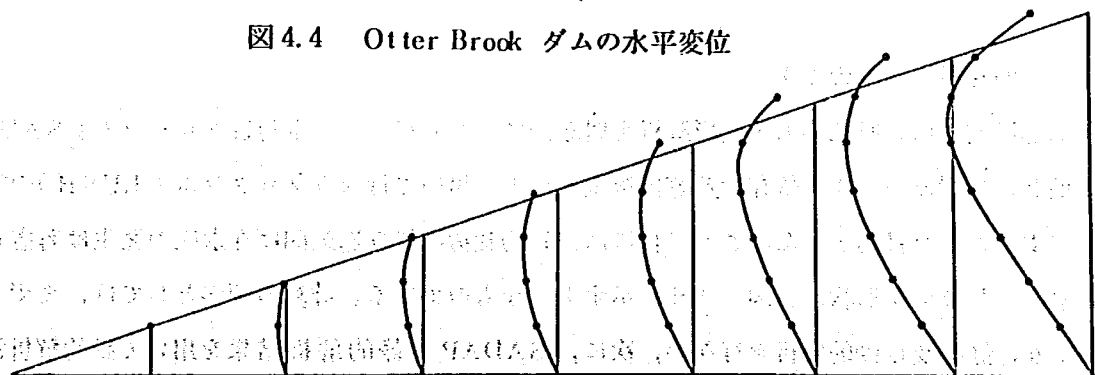


図 4.3 原解析におけるOtter Brookダム内の応力等高線 (31)



(a)

図 4.4 Otter Brook ダムの水平変位



(b)

図 4.4 Otter Brook ダムの鉛直変位

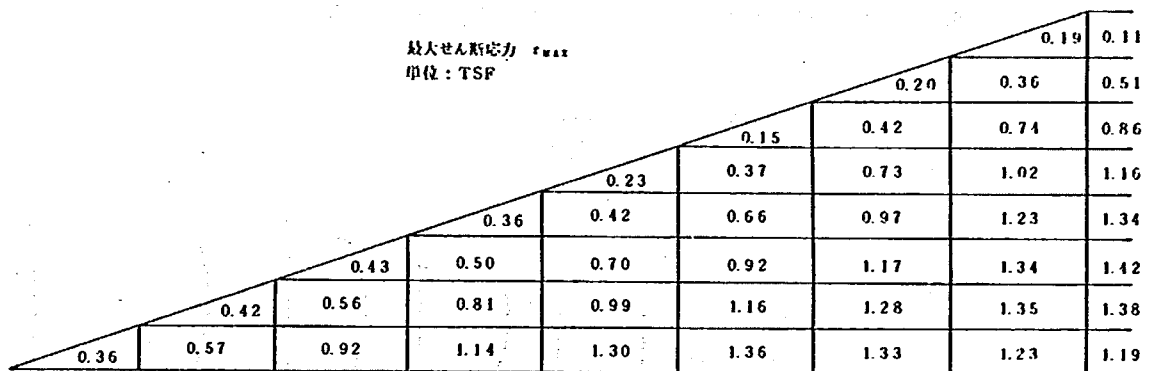
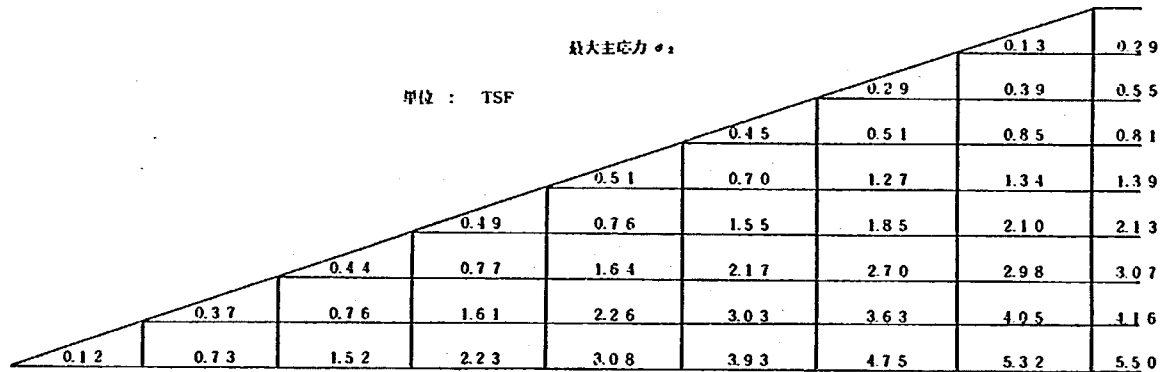
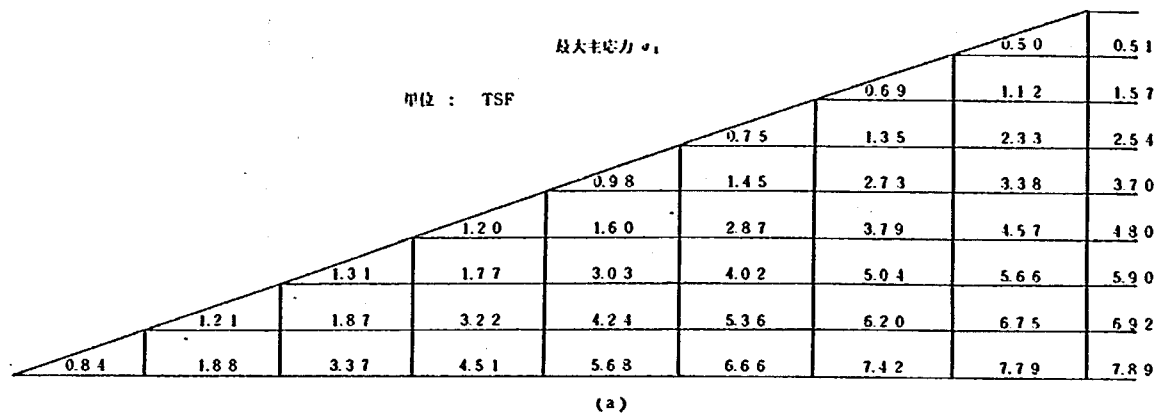


図 4.5 Otter Brook ダムの応力の計算値

4-2 動的解析 (その1)

本解析例では、動的応力・変形解析を履歴則に則して行なう。本解析プログラム (SADAP) の結果と、ひずみレベルに依存する等価線型モデルを用いて行なうプログラム (LUSH) の結果とを比較することを目的とした。この場合には、動的载荷に伴う過剰間げき水圧の発生は考慮しない。対象としたモデル形状は、図-4.6に示すようなものである。計算の順序としては、まず SADAP により、静的及び動的解析を行ない、次に、SADAP の静的解析結果を用いて動的解析法 LUSH に用いる物性データを求めて、LUSH による動的解析を実施した。

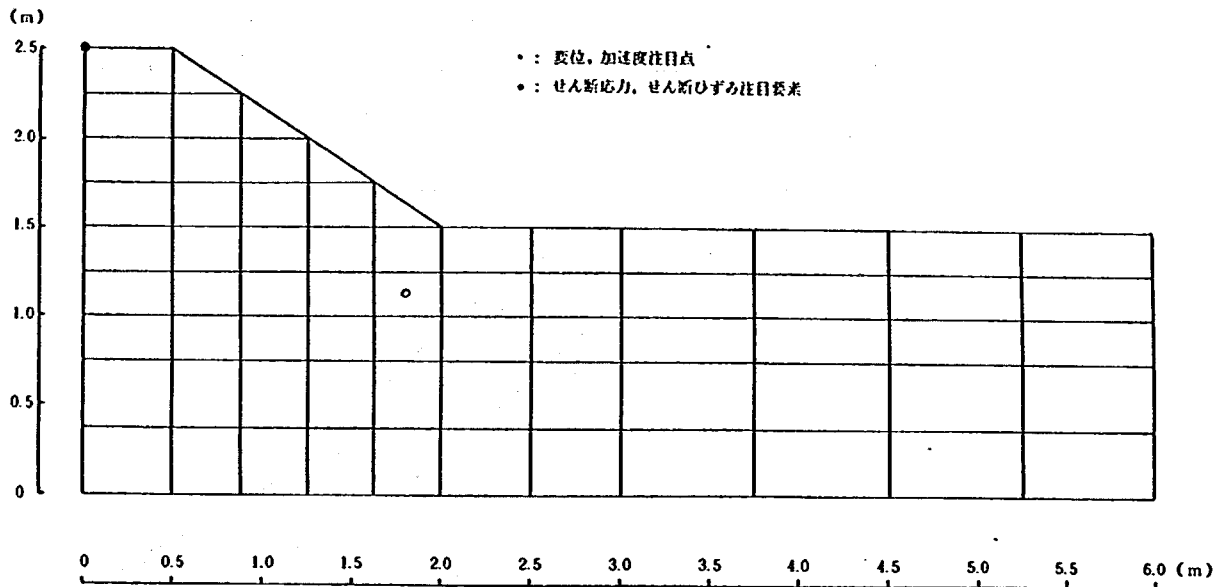


図 4.6 LUSH 及び SADAP による動的解析の対象モデル

用いた物性データは次のようである。

SADAP に対して。

材料 : 不飽和砂

$$\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3 \quad C = 0.5 \text{ t/m}^3 \quad \phi = 35^\circ$$

入力 : 一定時間正弦波加振 (5 Hz, 10 sec, 100, 200, 400 gal)

SADAP の静的解析結果から LUSH 解析に用いるデータの作成法は次のようである。

- (i) 静的解析結果として、各要素について静的応力状態 (σ_1, σ_2) が求まる。
- (ii) 次に、 $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2$, $G_0 = \alpha_1 (\sigma_m)^{n_1}$ によって、各要素の G_0 を求める。
 $\alpha_1 = 3128$, $n_1 = 0.5$ とした ($G_0, \sigma_m : \text{t/m}^2$)。
- (iii) 等価線型モデルに必要な $G_{eq} / G_0 \sim \gamma$ 関係は次のようにして求める。すなわち、

$$\frac{G_{eq}}{G_0} = \frac{1}{1 + (\gamma / \gamma_r)} \quad , \quad \gamma_r = \frac{\tau_t}{G_0}$$

表- 4. 2 LUSH における物性を与える区分

γ_r の範囲	γ_r の代表値	ランク
$1.0 \times 10^{-4} < \gamma_r \leq 2.0 \times 10^{-4}$	1.0×10^{-4}	a
$2.0 \times 10^{-4} < \gamma_r \leq 3.0 \times 10^{-4}$	2.0×10^{-4}	b
$3.0 \times 10^{-4} < \gamma_r \leq 4.0 \times 10^{-4}$	3.0×10^{-4}	c
$4.0 \times 10^{-4} < \gamma_r \leq 5.0 \times 10^{-4}$	4.0×10^{-4}	d

この r_r は各要素について異なった値を有するが、ここでは、 r_r の範囲によって、表－4.2 のように代表値を定めて、 $G_{eq}/G_0 \sim r$ の代表的関係を求めるようにした（図－4.7）。

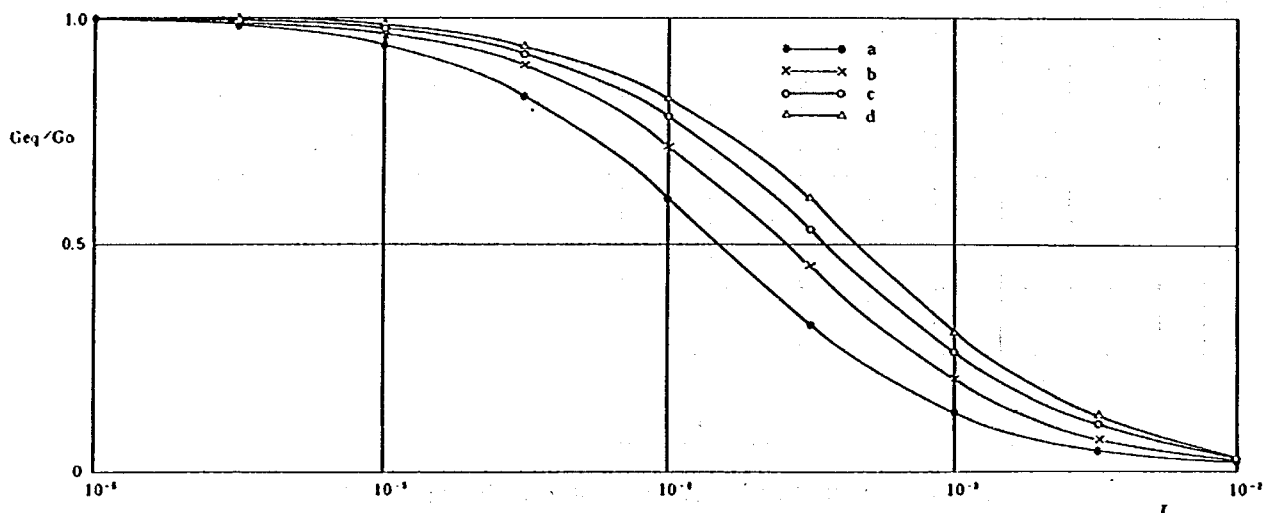


図 4.7 LUSH に用いた $G_{eq} \sim r$ 関係

(vi) 等価線型モデルに必要な $h_{eq} \sim r$ 関係は次のようにして求める。

すなわち、

$$h_{eq} = \frac{4}{\pi} \left[\frac{G_0}{G_{eg}} \left\{ \frac{r_r}{r} - \left(\frac{r_r}{r} \right)^2 \ln \left(1 + \frac{r}{r_r} \right) \right\} - \frac{1}{2} \right]$$

ここに用いた r_r も表－4.2 と同じである。この結果は図－4.8 のようである。なお、LUSH

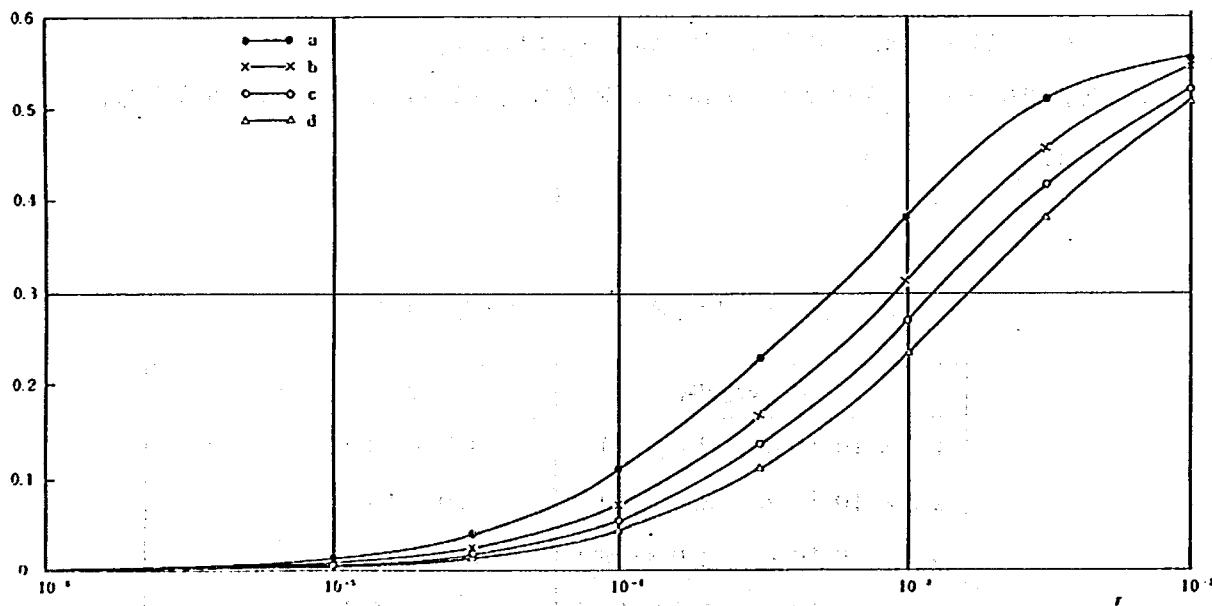


図 4.8 LUSH に用いた $h_{eq} \sim r$ 関係

においては、この $h_{eq} \sim r$ 関係は、 h_{eq} に対するある基準値 h_a と $h_{eq}/h_a \sim r$ 関係として入力されるようになっている。この h_a は、どのような r に対する値と考えてもよい。

(V) $\nu_d = 0.45$

他の計算条件は次のとおりである。

$$\Delta t = 0.01 \text{ sec}, [C] = 0$$

両解析による結果の比較をする項目はいくつかありうるが、ここでは代表点の加速度・変位の時間経過、代表要素のせん断応力・せん断ひずみの時間経過等について考察する。

図-4.9, 10, 11 は、天端左端部における加速度・変位の時間経過であり、それぞれ入力加速

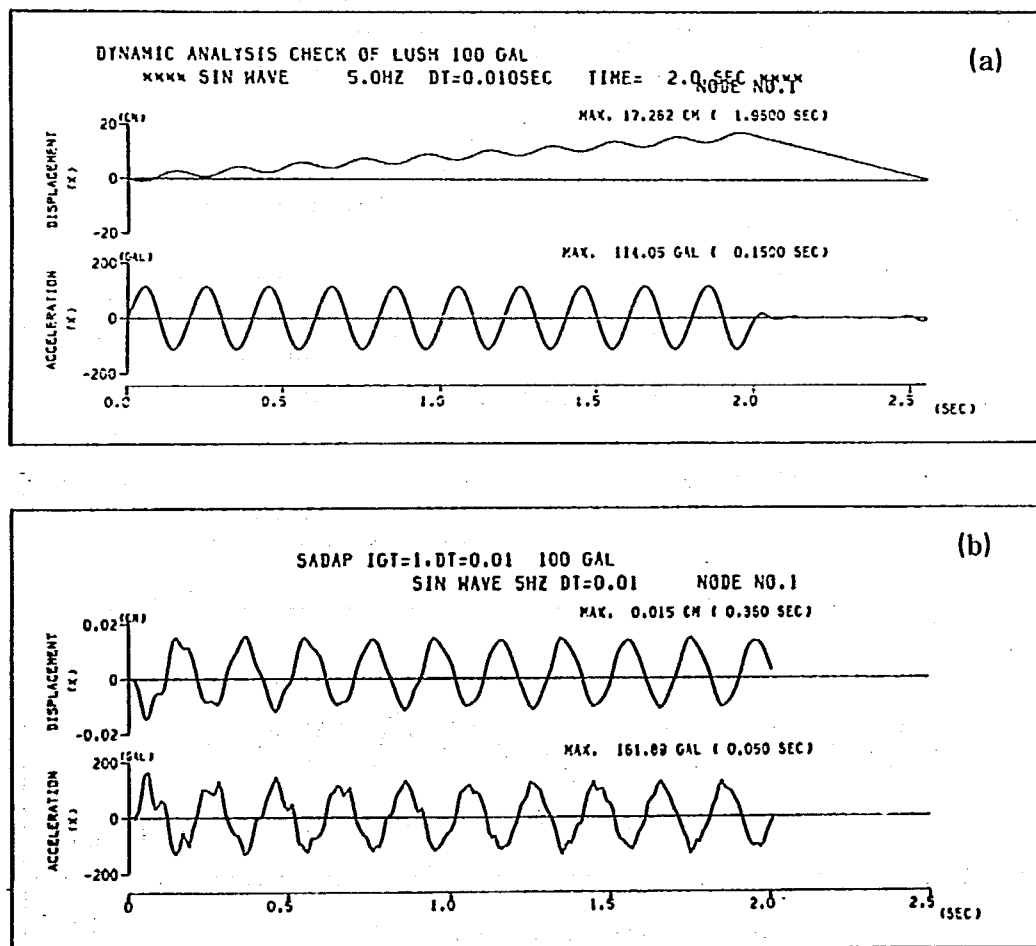


図4.9 LUSH, SADAPによる加速度・変位結果
(100 GAL) (a)LUSH, (b)SADAP

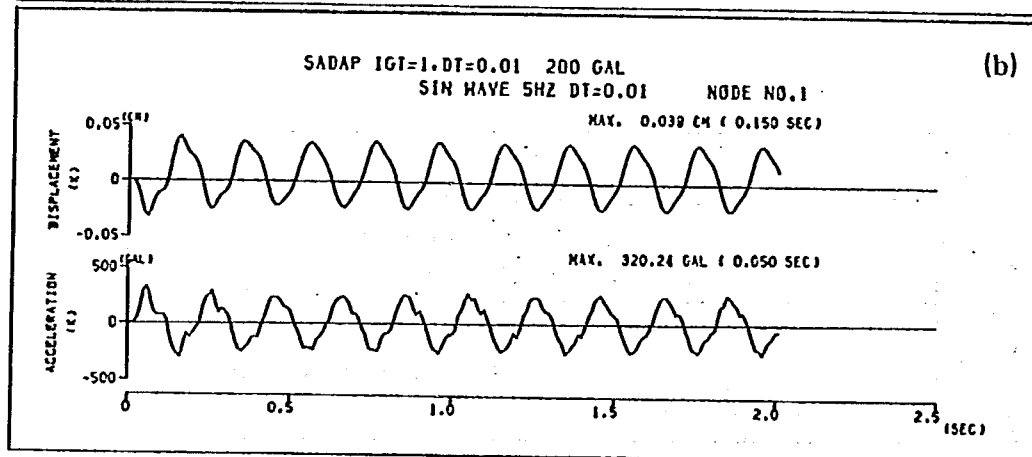
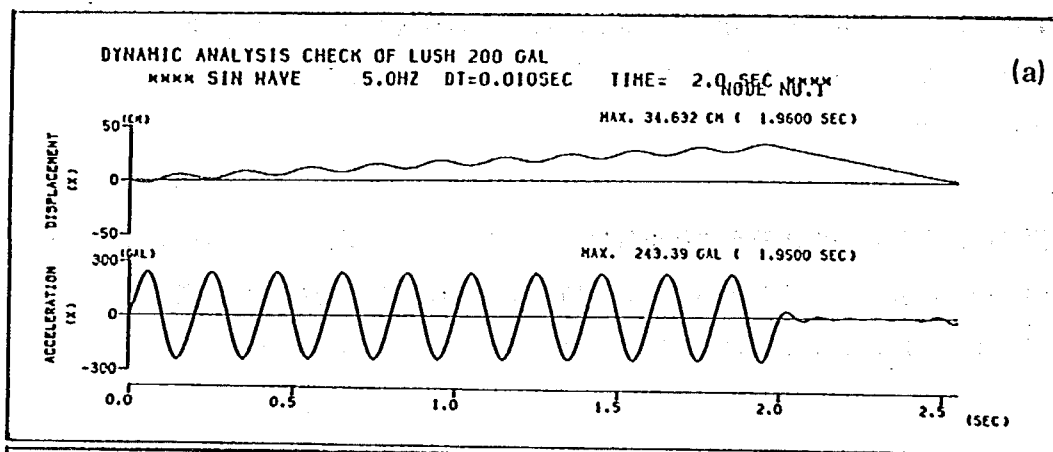


図 4. 10 LUSH, SADAP による加速度・変位結果
 (200 GAL) ((b) LUSH, (b) SADAP)

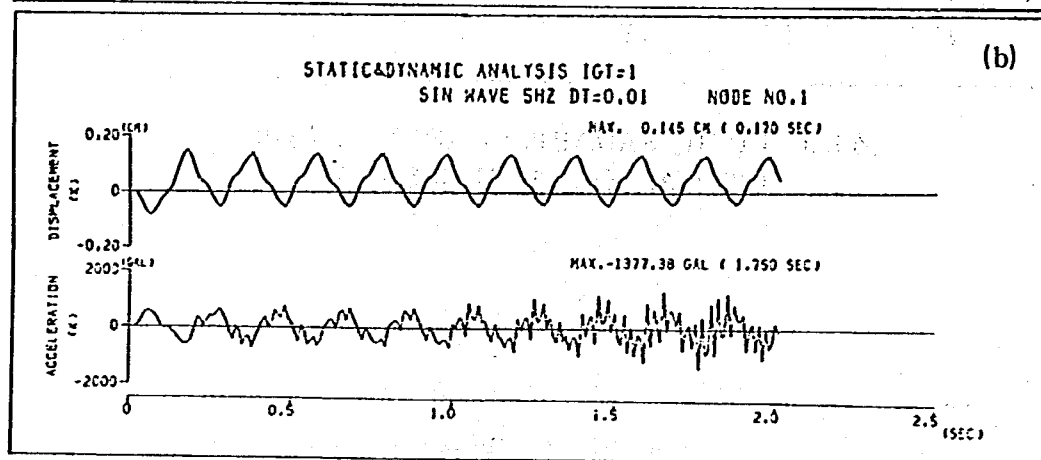
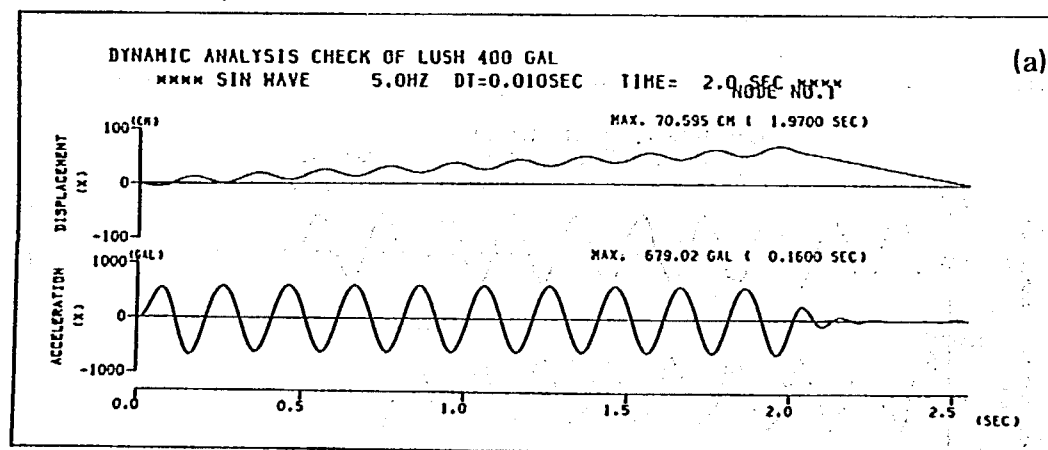


図 4. 11 LUSH, SADAP による加速度・変位結果
 (400 GAL) ((a) LUSH, (b) SADAP)

度 100, 200, 400 gal に対するものである。まず, LUSH による結果を概観すると, 次のようである。LUSH による場合, ある点の加速度応答は, 入力加速度と時間に無関係な伝達関数の積として求められるから, 定常正弦波入力に対しては, 加振後直ちに定常応答を示す。変位は, 加振中に一方向にドリフトする傾向があるが, これは解法の性格上, 時刻 0 において静止状態という条件が必ずしも成立しないので, 一般には初速度は 0 でなく, その結果として, 変位はある方向への単調増大成分を含むことになるためである。これらの傾向は 100, 200, 400 gal すべてについて言える。次に SADAP による結果は次のようである。定常入力加振に対して, 100, 200 gal については, ほぼ定常応答を得る。400 gal については, 変位はまずまずと言えるが, 加速度の挙動は, 6.7 波目からノイズ的成分の急増が目立つようになっている。SADAP においては, 運動方程式の解法上, (3.7) 式から分るように, まず変位増分について解いて, その結果を用いて速度・加速度を求めるという方法をとっており, 又, その過程で微小量 Δt に対してそれぞれ $1/\Delta t$, $1/\Delta t^2$ という乗算をすることにより, 誤差が拡大されるものと思われる。計算手法上は, 変位増分ではなく, 加速度増分を第 1 未知数とする解法もありうるが, 今後その適用性を考察する必要がある。LUSH, SADAP 両解析法による結果について, 定常応答と見られる時点での加速度及び変位振幅を比べたものが表-4.3 である。この表から SADAP による加速

表-4. 3

項 目	加速度振幅 (gal)		変 位 振 幅 (cm)	
	L U S H	S A D A P	L U S H	S A D A P
100 gal	114.1	120	0.116	0.012
200 gal	243.4	250	0.247	0.025
400 gal	679.0	600	0.688	0.09

(注) LUSH における変位振幅は加速度振幅 / $4\pi^2 f^2$ として計算

図 4.3 (a) LUSH による 100 gal の定常応答 (b) SADAP による 100 gal の定常応答
(c) LUSH による 200 gal の定常応答 (d) SADAP による 200 gal の定常応答
(e) LUSH による 400 gal の定常応答 (f) SADAP による 400 gal の定常応答

度は LUSH のそれより少し小さいが、変位振幅はかなり小さい。これは、LUSH においては要素の最大動的せん断ひずみによってせん断剛性が定まるのに対して、SADAPにおいては、特定のせん断面でのせん断応力により剛性が定まるといったこと等によるものが原因として考えられる。さらに、図 - 4. 12 , 13 , 14 は、ある要素のせん断応力 τ_{xy} , せん断ひずみ γ_{xy} の時間

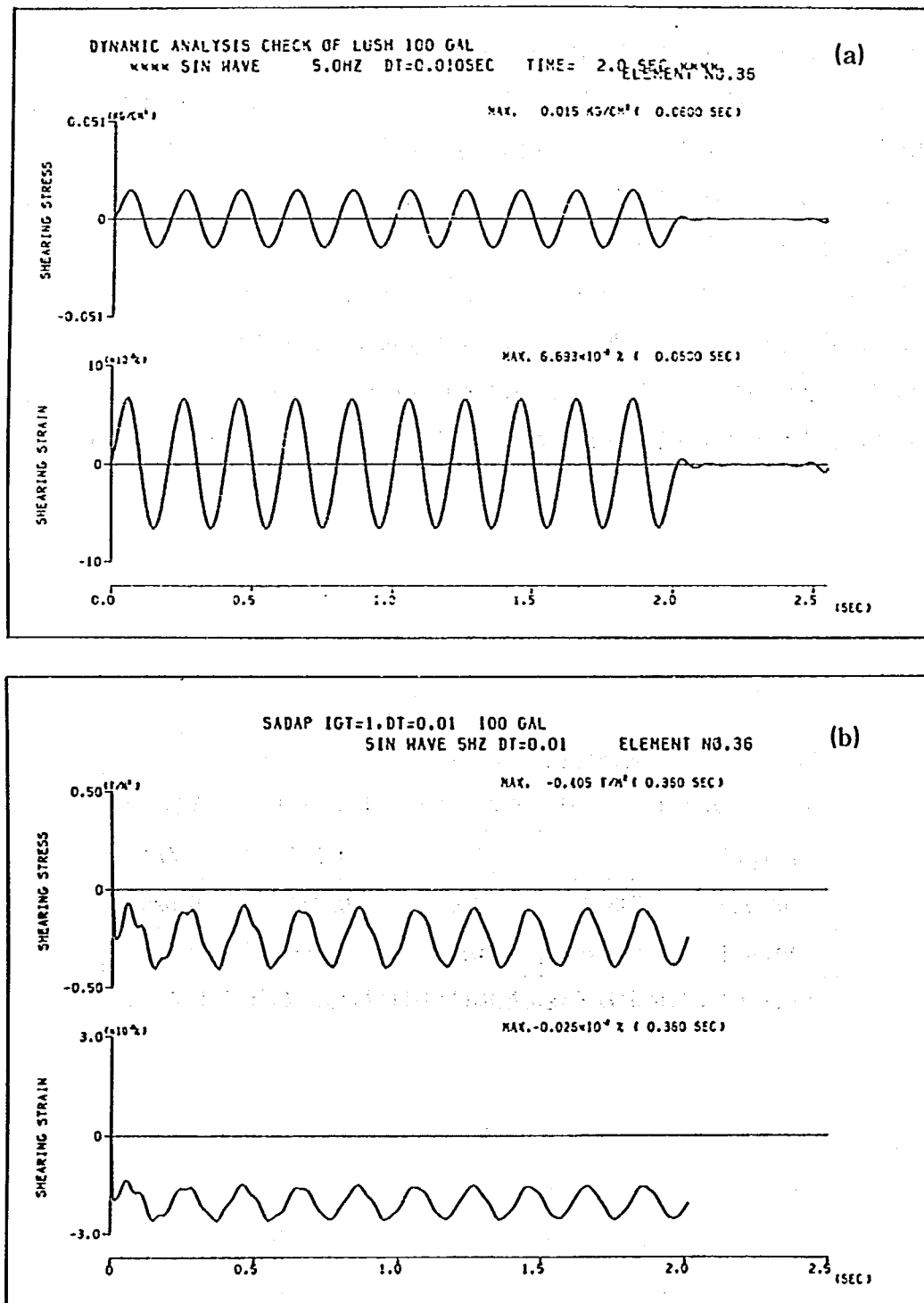


図 4.12 LUSH, SADAP によるせん断応力・ひずみ結果
(100 GAL) (a)LUSH, (b)SADAP)

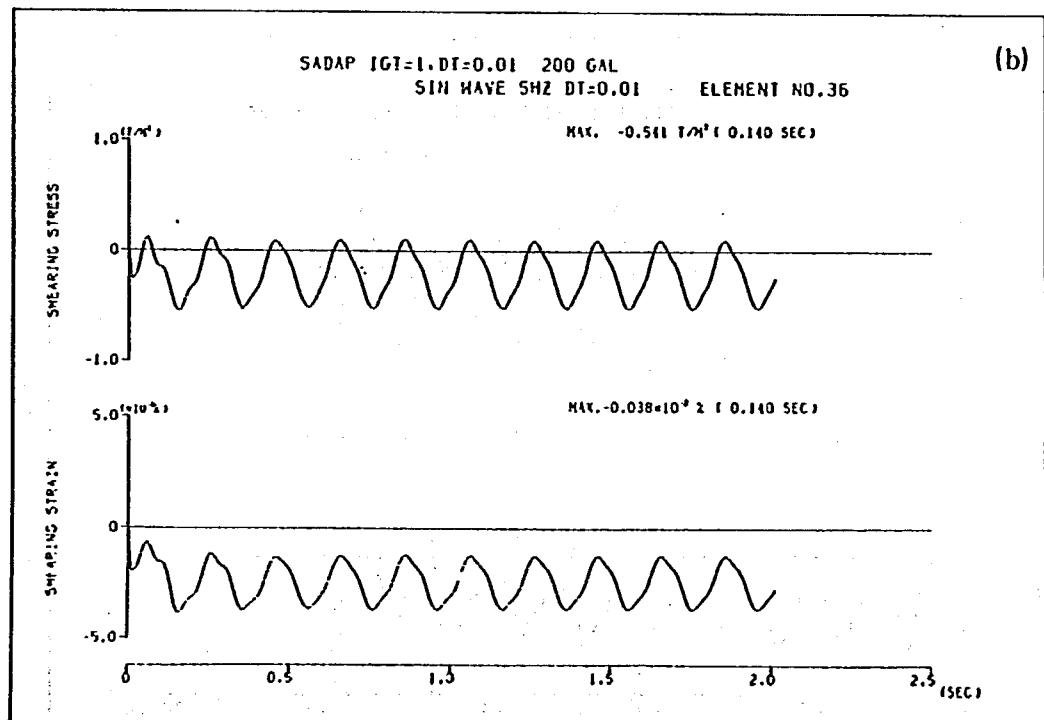
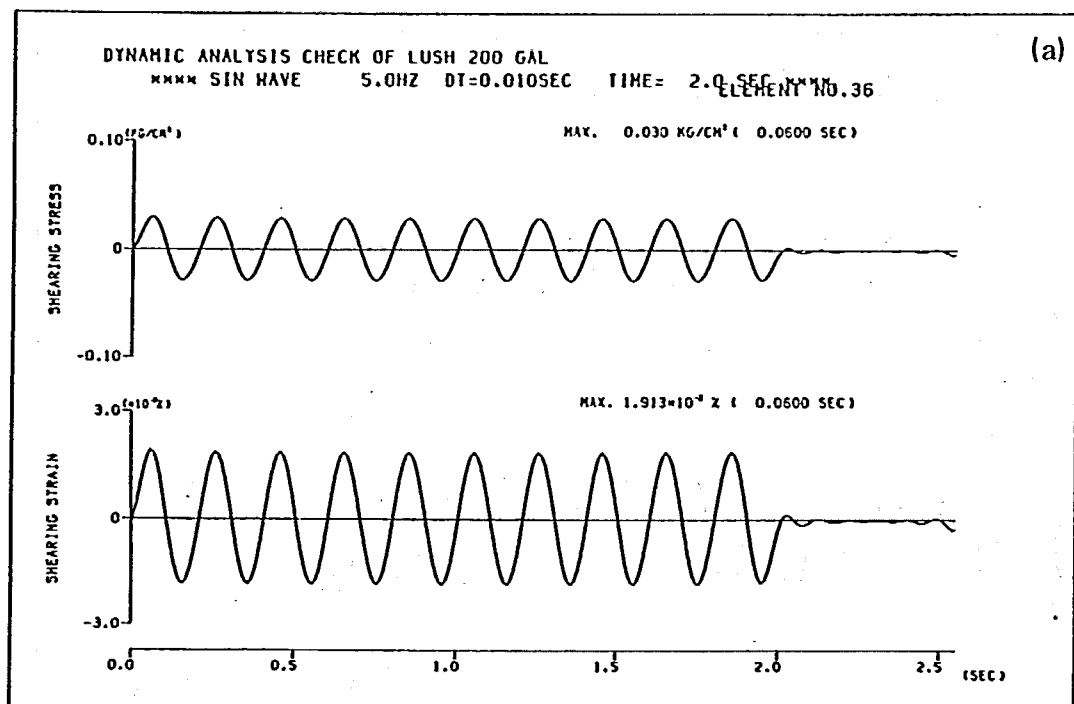


図4.13 LUSH, SADAP によるせん断応力・ひずみ結果
 (200 GAL) (a)LUSH, (b)SADAP

(YAMADA, 1980, pp. 17, 18)

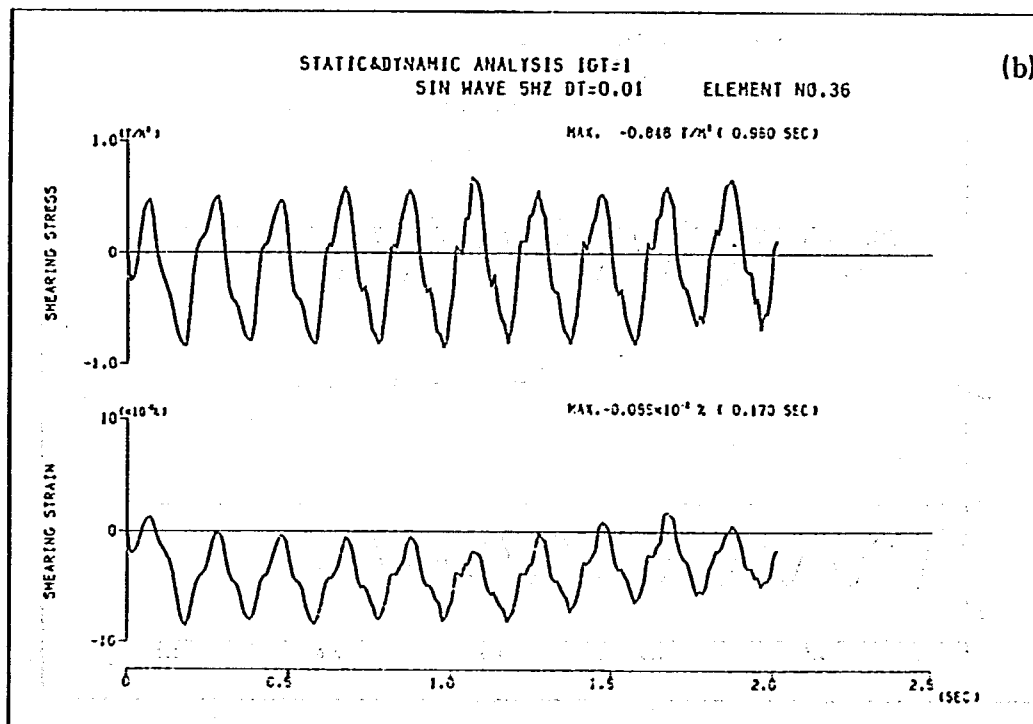
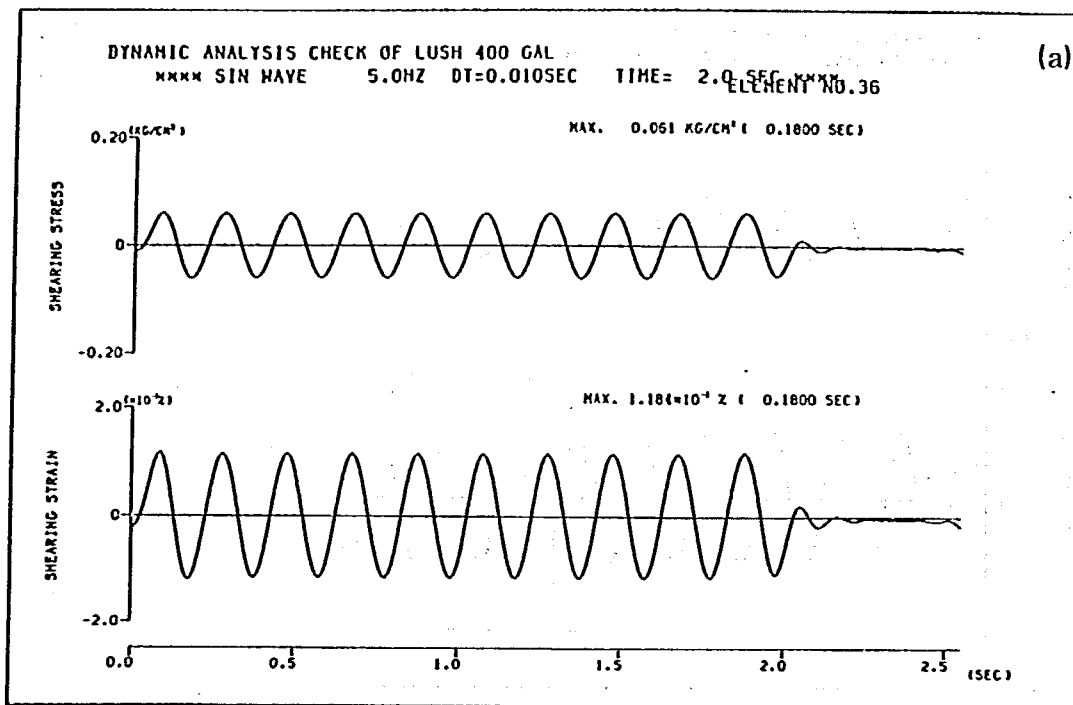


図4.14 LUSH, SADAP によるせん断応力・ひずみ結果
 (400 GAL) ((a)LUSH, (b)SADAP)

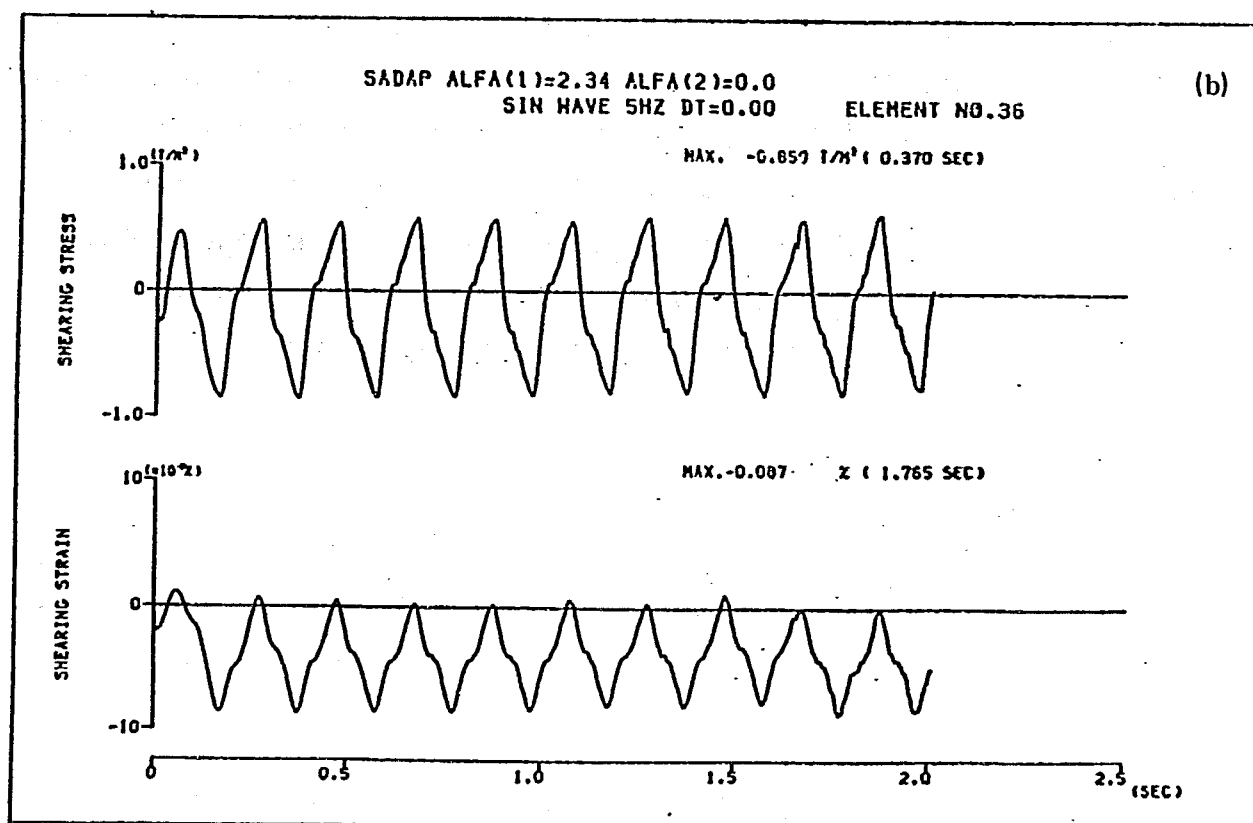
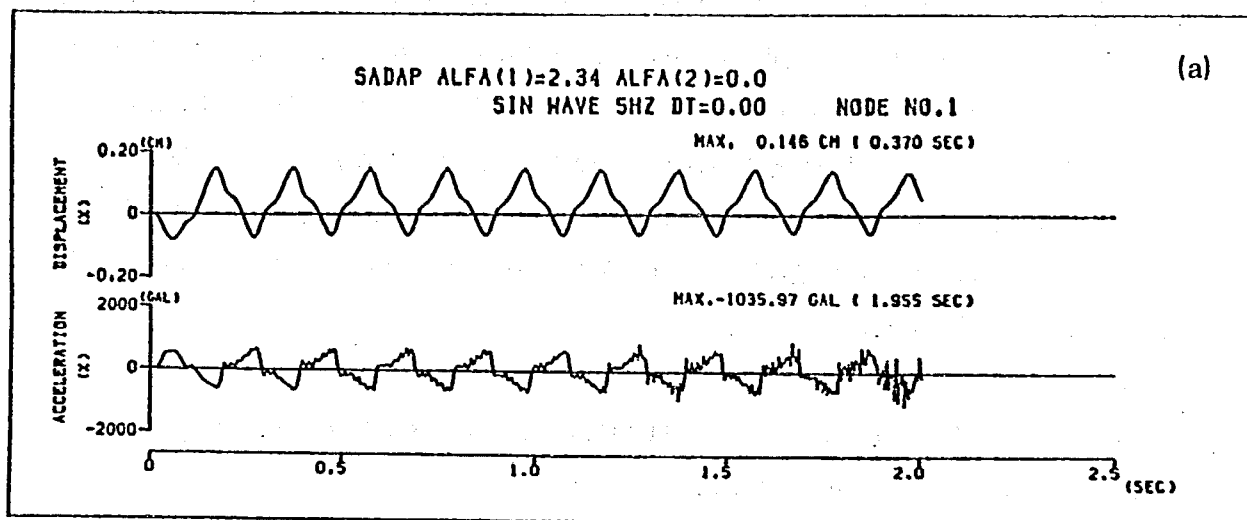


図4.15 粘性減衰を入れたSADAPによる結果
(400 GAL) ((a)変位・加速度, (b)せん断応力・ひずみ)

応答を示しており、それぞれ入力加速度 100, 200, 400 gal に対するものである。LUSH による結果は、加速度・変位と同じく、加振直後から直ちに定常応答を示している。SADAP による結果からは、加速度・変位応答と同じく、100, 200 gal に対しては、ほぼ定常な応答が見られるが、400 gal に対しては、波形の乱れが目立つ。これに対する原因は、計算機能上、応答・ひずみ関係の履歴則の追跡上の誤差と考えられる。この誤差を軽減する方法として、時間刻み Δt を小さくする方法が考えられる。このことによって、加速度のノイズ的成分が大きくなるであろうが、これに対しては、わずかな粘性減衰を加えることが有効と考えられる(32)。この考えに従って、次のように条件を変えた。

$$\Delta t = 0.005 \text{ sec}$$

$$[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K] \quad (3.11) \text{ に対して、表-3.1 のタイプ1の方法を用いて減衰定数 } h = 0.01 \text{ として } \alpha_0 = 2.34, \alpha_1 = 0$$

この条件に対する結果を図-4.15 に示す。この図を、図-4.11(b), 4.14(b) と比べて次のように言えよう。変位波形については、このように条件を変えた影響は見られない。加速度波形については、計算過程の初期においてはノイズ成分が小さく予想したとおりの性状を示しているが、後々は、ノイズ成分がやはり目立ってきている。せん断応力については変動が小さくなってきており、又、せん断ひずみについては、かなり定常応答に近づいている。上述した改良の方法は方向としてはよいと思われるが、少なくとも上に適用した条件は未だ十分な精度を保証するものではない。今後、検討すべき項目は、現在使用されている計算スキームにおいて合理的なパラメータの設定法及び履歴法則を追跡する計算スキーム自体の改良の可能性である。

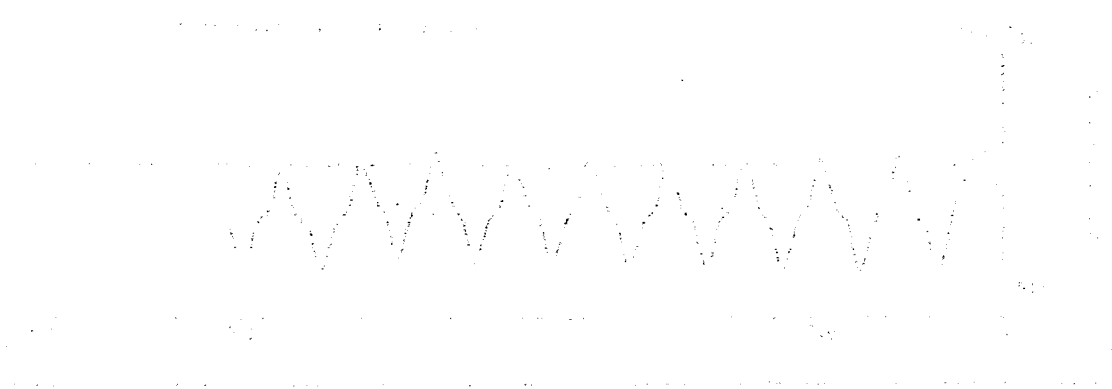


図-4.15 加速度・変位・せん断応力・せん断ひずみの時間履歴 (400 gal 入力)

5. 結 論

前章までに述べてきた本解析プログラムの基本骨格を要約すると次のようである。

- (1) 基本的応力・ひずみ関係は、用いる物理定数の拘束圧・作用応力レベルに依存する非線型性を考慮した弾性体理論である。この応力・ひずみ関係に基づき、静的及び動的応力・変形解析が行なわれる。動的解析は、動的荷重に対する応力・ひずみ関係の履歴性を逐時追跡するようになっている。
- (2) 動的荷重の応力・ひずみ関係に及ぼす影響を、過剰間げき水圧の発生としてとらえ、動的せん断応力履歴から、間げき水圧を求め、その結果が応力・ひずみ関係を定める物理定数（微小ひずみに対するせん断弾性係数 G_0 、せん断強度 τ_f ）に影響し、材料が軟化するものとしている。これは、非線型弾性体理論では表わせないダイラタンシーによる変形とそれに対する非排水条件という拘束条件から求まる間げき水圧を原理的に扱わずに、簡便に求めたことに相当する。
- (3) 静的解析に用いた応力・ひずみ関係では、動的解析とは異なり、間げき水圧は陽には考慮せず、全応力表示による物理定数を用いていることになる。
- (4) 応力・ひずみ関係における基本物性は、せん断弾性係数 G とポアソン比 ν としている。これらから、等方弾性体理論に基づき、ヤング率 E を求めている。
- (5) 静的せん断弾性係数 G の応力レベル依存性は、その時点の応力状態を主応力表現し、モール・クーロンの破壊条件式との最小距離の点でのせん断応力から定めている。
- (6) 動的せん断弾性係数 G の応力レベル依存性は、動的せん断応力の卓越すると見られる面内におけるせん断応力から定めている。
- (7) 動的載荷時に発生する過剰間げき水圧も又、(6)の動的せん断応力の卓越すると見られる面内における応力状態から定まるものとしている。

原理的な考察及び、いくつかの試算から明らかにされた問題点及び、今後改良を検討すべき点は次のようである。

- (1) 静的解析においては、ダイラタンシーに基づく変形をポアソン比によっておきかえて表現することの可能性の検討。
- (2) 動的解析に用いられる剛性の応力依存性の表現法。
- (3) 動的載荷中の過剰間げき水圧発生モデル及びそれ以外の効果による剛性の異方性評価（これにより、動的載荷性クリープ現象を表現するため）。
- (4) 履歴性応力・ひずみ関係を精度高く追跡するための演算スキーム。

なお、最後にではあるが、本解析プログラムの開発をしていただいた(株) F. I. P 藤原剛哲氏及びいくつかの試算に努力していただいた(株)建設技術研究所五瀬伸吾氏に感謝したい。

6. 参 考 文 献

- (1) 例えば, Zienkiewicz and Cheung, The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics, McGraw-Hill, 1967, 邦訳マトリックス有限要素法, 培風館, 1970, p. 36
- (2) Clough and Woodward, Analysis of Embankment Stresses and Deformations, Proc. ASCE, 93, SM 4, 1967.
- (3) Girijavallabhan and Reese, Finite Element Method for Problems in Soil Mechanics. Proc. ASCE, 94, SM 2, 1968.
- (4) Duncan and Chang, Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, Proc. ASCE, 96, SM 5, 1970.
- (5) Kulhawy, Duncan and Seed, Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments during Constvuction, Univ. Calif. Roport, TE. 69 - 4.
- (6) Drnevich, Constrained and Shear Moduli for Finite Elements, Proc. ASCE, 101, GT 5, 1975.
- (7) Clough, Chopra, Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, Univ. Calif. Rep. SMRR 65 - 8, 1965.
- (8) Schnabel, Lysmer and Seed, SHAKE, A Computer Program from Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Univ. Calif. Rep. EERC 72 - 12, 1972.
- (9) Lysmer. et al, LUSH, A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil-Structure System, Univ. Calif. Rep. EERC 74 - 4, 1974.
- (10) Seed and Idriss, Soil Modulus and Damping Factors for Dynamic Rosponse Analysis, Univ. Calif. Rep. EERC 70 - 10, 1970.
- (11) Hardin and Drnevich, Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves, Proc. ASCE, 98, SM 7, 1972.
- (12) Jennings, Rosponse of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, 90, EM 2, 1964.
- (13) Ramberg and Osgood, Description of Stréss-Strain Curves by Three Parametevs, NACA Tech. Note 902, 1943.
- (14) Liou, Streeter and Richart, Numerical Model for Liquefaction of Sand, Proc. ASCE, 103, GT 6, 1977.
- (15) Finn, Lee and Martin, An Effective Stress Model for Liquefaction, Proc. ASCE, 103, GT 6, 1977.
- (16) Finn and Miller, Nonlinear Analysis of Earth Structures
- (17) Dibaj and Penzien, Nonlinear Seismic Response of Earth Structure, Univ. Calif. Rep. EERC 69 - 2, 1969.
- (18) Zienkiewicz, Chang and Hinton, Non-Linear Seismic Response and Liquefaction, Int. Jour. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 2, 1978.

- (19) Newmark and Rosenblueth, Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, 1971, p. 163.
- (20) 山本他, 鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol. 9, No. 1, 1970.
- (21) 沢田, 古賀, 間瀬, 繰返しせん断に対する砂の変形特性, 第13回土質工学研究発表会, 1978.
- (22) Ishihara, Tatsuoka and Yasuda, Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses, Soils and Foundations, 15 - 1, 1975.
- (23) 古賀, 飽和砂層の液状化機構に関する実験的研究, 京大修士論文, 1970.
- (24) 古賀他, 水浸砂層の液状化沈下現象に関する振動実験, 土研資料, 1063, 1975.
- (25) 川本, 藤田, 自由斜面の変形と応力状態について, 土と基礎, 16 - 8, 1968.
- (26) Gibson, The Analytical Method in Soil Mechanics, Geotechnique, 24 - 2, 1974.
- (27) Wilson, Nonlinear Dynamic Analysis of Complex Structures, Earthquake Eng. and Structural Dynamics, Vol. 1, 1973.
- (28) Newmark, A Method of Computation for Structural Dynamics, Proc. ASCE, 85, EM 3, 1959.
- (29) 戸川, 有限要素法による振動解析, サイエンス社, 1975, p. 23 - 27
- (30) (19) p. 35, 川井著, マトリックス法振動及び応答, 1 - 4 - B, 培風館, 1970.
- (31) (5)と同じ
- (32) Lee, K. W., Mechanical Model for the Analysis of Liquefaction of Horizontal Soil Deposits, Ph. D. Thesis, Univ. British Columbia, 1975.

7. 入出力の手びき

ここでは、実際の計算に必要なデータの入力法及び計算結果の表現法について説明する。

7-1 入力データの順序

入力データは大別して、計算のためのデータと動的応答結果の出力コントロールのためのデータとに分かれる。動的応答結果の出力コントロールは、前者の計算のためのデータによって一部なされるが、主として、後者の出力コントロールのためのデータによってなされる。

(1) 計算のためのデータ

この場合のカードの組の配列の概要を図-7.1に示す。

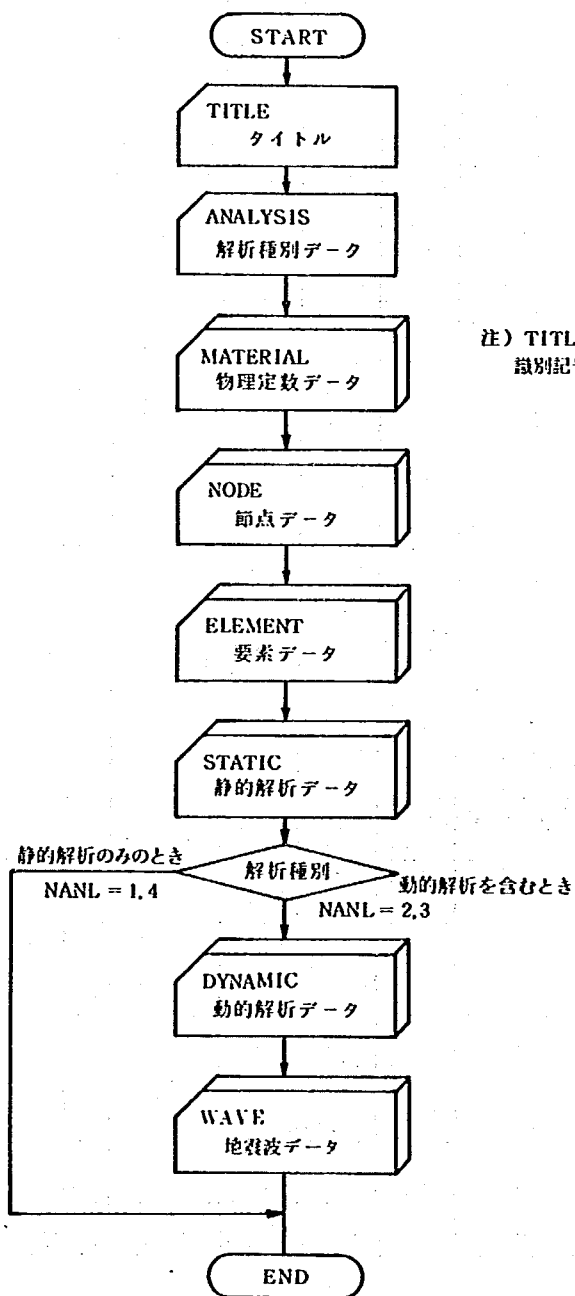
(2) 出力コントロールのためのデータ

この場合のカードの組の配列の概要を図-7.2に示す。

このコントロールは、応答値を出力する時刻を特に指定するか、又は、経時変化をプロットする場合に用いる。ただし、SADAP 10への入力により、ある時間刻みごとの応答値を出力させることが可能である。このSADAP 10への入力により出力コントロールを行なう場合には、ここではブランクカードを1枚入れる。

7-2 データ入力の方法

データ入力の方法、順序は次ページ以降のとおりである。



注) TITLE, ANALYSIS等の
識別記号は必ず記入する

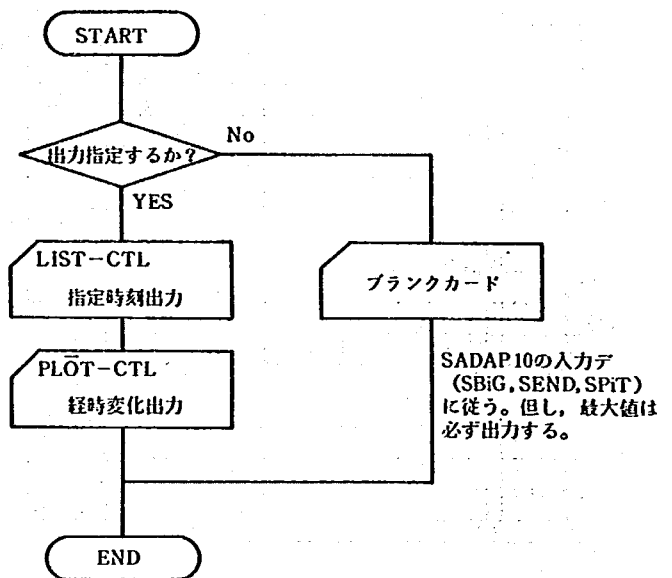
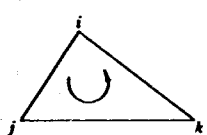


図 7・1 入力データの順序
(SADAP 10)

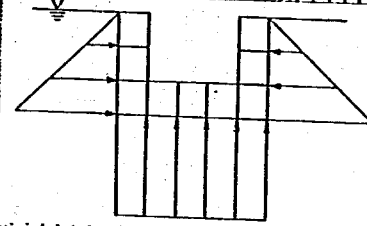
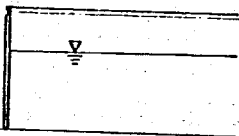
図7.2 出力のための入力データ (SADAP 40)

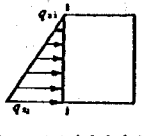
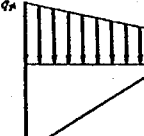
(4-2)

(9)

1	6	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	73	76	80											
																			= 4: 四辺形変換											
																			変換を試みる点の番号											
																			変換番号は左回りに											
																			記入する											
																			はり変換を施す点の番号は、他の平面ひずみ変換を施す点の番号と同じである。											
																			三角形変換		四辺形変換		はり変換							
																														
																			MP:NO		物理定数の単位の変り									
																			力解析データ:											
																			NSTAGE		LSUB		LEPS		LTHO		WL		r	
																			15		15		5		15		F1 0.0		F1 0.0	
																			NSTAGE		全変換ステージ数 (≦ 20)									
																			LSUB		各変換ステージの小さい方に対する計算結果の出力指定									
																			LEPS		平面ひずみ変換のひずみの出力指定									
																			LTHO		各変換レベルにおける変換の出力指定 (計算精度)									
																					厚版、後せん断係数、後せん断比の出力指定									
																			WL		水浸レベル (m) (r 所で記入)									
																			r		水の単位体積重量 (t/m ³) (r 所で記入)									
																					水の単位体積重量 (t/m ³) (r 所で記入)									
																			以下に NSTAGE 毎のデータを入力。											

(10)

1	6	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	73	76	80
Y (ステージのデータ: (CONSTANT) (各ステージについて必要に応じて01-03のデータ))																			
NSNO		H SUB		NKO		NUEL		ISER		NUNO		NUKI		NWAT		NWEL			
15		15		15		15		15		15		15		15		15			
NSNO		ステージ番号 n																	
H SUB		ステージ n の部分荷重に対する小分荷重 (ブランクならば $NSUB + 1$)																	
NKO		ステージ n の部分荷重をさらに分割し、荷重の増加率を低減させる目数値を記入させる。 $= 0$: 地上時のように地盤 n を荷重として静的計算を行なう。 $= 1$: 2階建力の 0.1 と上部 E と K の値に 1 の計算値 (この場合、部材又は部材内寸法は 0 となる)。																	
NUEL		ステージ n と隣接する変位係 (≤ 6.0)																	
ISER		$= 1$: ステージ n と隣接する変位係が変位係である。																	
NUNO		ステージ n において部材荷重が作用する荷重係 (≤ 5.0)																	
NUN1		ステージ n において分荷重係の作用する変位係 (≤ 5.0)																	
NWAT		ステージ n において E の作用する変位係 (≤ 2.0)																	
		この場合 $NWAT = 1$																	
																			
NWEL		ステージ n において E の作用する変位係 1.0 以上 1.5 以下の変位係 (≤ 110.0)																	
																			
6. 変位係の最大値 $NWEL = 13$																			

1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
NQ (0)		分布荷重が作用する要素の両端の節点番号1														
NQ (1)		節点番号2														
QX (0)		節点1におけるx方向の反力(大きさ) q_{x1} (t/m)														
QX (1)		節点2におけるx方向の反力(大きさ) q_{x2} (t/m)														
QY (0)		節点1におけるy方向の反力(大きさ) q_{y1} (t/m)														
QY (1)		節点2におけるy方向の反力(大きさ) q_{y2} (t/m)														
 																
注) M_{10} の値に作用する永久作用荷重データ (NW, NY=0 のとき、このデータ不要)																
NWN		NSO(0)		NNO(0)		...										
15		15		15		...										
NW (NWN) (NWN のデータ)																
NWATM (NWE のデータ)																
NWN		NWE が外荷より作用する領域と一致する節点1の節点数 (< 50)														
NNO(1)		NWE が作用する領域と一致する節点2 (NWN のデータ)														
(～) の右側から左側を塗りつぶすように記入されているので節点1に對し、右側から左側を塗りつぶすように記入する。左は節点2でなくともよい。																

1	6	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	73	76	P																
(18)																																			
<table><tr><td>A L F A 10</td><td>A L F A 10</td></tr><tr><td>F 1 0 0</td><td>F 1 0 0</td></tr><tr><td>A L F A 11</td><td>A L F A 11</td></tr><tr><td>A L F A 12</td><td>A L F A 12</td></tr></table>																				A L F A 10	A L F A 10	F 1 0 0	F 1 0 0	A L F A 11	A L F A 11	A L F A 12	A L F A 12								
A L F A 10	A L F A 10																																		
F 1 0 0	F 1 0 0																																		
A L F A 11	A L F A 11																																		
A L F A 12	A L F A 12																																		
ここに、次の式を代入する。 $(C) = a_0 (M) + a_1 (K)$ (M) : 変数の変数トランス (K) : 変数の変数トランス																																			
(19)																																			
<table><tr><td>S B 1 C</td><td>S B 1 C</td><td>S E N D</td><td>S P I T</td></tr><tr><td>F 1 0 0</td><td>F 1 0 0</td><td>F 1 0 0</td><td>F 1 0 0</td></tr><tr><td>S B 1 C</td><td>S B 1 C</td><td>S E N D</td><td>S P I T</td></tr><tr><td>S E N D</td><td>S E N D</td><td>S E N D</td><td>S E N D</td></tr></table>																				S B 1 C	S B 1 C	S E N D	S P I T	F 1 0 0	F 1 0 0	F 1 0 0	F 1 0 0	S B 1 C	S B 1 C	S E N D	S P I T	S E N D	S E N D	S E N D	S E N D
S B 1 C	S B 1 C	S E N D	S P I T																																
F 1 0 0	F 1 0 0	F 1 0 0	F 1 0 0																																
S B 1 C	S B 1 C	S E N D	S P I T																																
S E N D	S E N D	S E N D	S E N D																																
変数の変数トランス (C) 変数の変数トランス (C)																																			
11/23: 9: 0759 (Sat) (c)																																			

[illegible]

7-3. 出力リスト内容

プログラムごとの出力リストの内容は次のようである。

(1) SADAP 10

- | | |
|-------------------|--------------------------|
| i) リストカバー | |
| ii) インプットデータリスト | № 1 (タイトル・解析種別, 物理定数データ) |
| iii) インプットデータリスト | № 2 (物理定数データ) |
| iv) インプットデータリスト | № 3 (節点データ) |
| v) インプットデータリスト | № 4 (要素データ) |
| vi) インプットデータリスト | № 5 (静的解析データ) |
| vii) インプットデータリスト | № 6 (動的解析データ) |
| viii) インプットデータリスト | № 7 (地震波データ) |
| ix) エラー・メッセージ | |

(2) SADAP 20

- | | |
|-----------------|-----------------|
| i) 静的解析値出力リスト | № 1 (節点力, 節点変位) |
| ii) 静的解析値出力リスト | № 2 (要素内応力) |
| iii) 静的解析値出力リスト | № 3 (要素内ひずみ) |
| iv) 静的解析値出力リスト | № 4 (要素内物理定数) |
| v) 静的解析値出力リスト | № 5 (梁部材端断面力) |

(3) SADAP 30

- i) 固有周期特性リスト
- ii) 固有振動モードリスト

(4) SADAP 40

- | | |
|--------------------|-------------------|
| i) 時系列応答値リスト | № 1 (節点変位・加速度) |
| ii) 時系列応答値リスト | № 2 (要素内応力) |
| iii) 時系列応答値リスト | № 3 (要素内ひずみ・間隙水圧) |
| iv) 時系列応答値リスト | № 4 (梁部材端断面力) |
| v) 最大応答値リスト | № 1 (節点変位・加速度) |
| vi) 最大応答値リスト | № 2 (要素内応力) |
| vii) 最大応答値リスト | № 3 (要素内ひずみ・間隙水圧) |
| viii) 最大応答値リスト | № 4 (梁部材端断面力) |
| ix) 最大応答値プロット出力リスト | |

土構造物の非線型履歴特性を考慮した静的
及び動的変形解析プログラム：SADAP-1

土研資料第1668号
建設省土木研究所
動土質研究室
昭和56年3月（1981）

キーワード：土構造物，変形解析，有限要素法，地震応答

要 旨

土構造物の静的及び動的変形を非線型弾性理論に基づき有限要素法を用いて解析するプログラムを説明したものである。動的解析においては，繰返し荷重に対する履歴特性及び過剰間げき水圧を考慮するようになっている。

○

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

動土質研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 1668 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 ㊤

○